



**Comportamiento de edificios regulares
estructurados con marcos dúctiles de
acero con contraventeo concéntrico en
suelo blando.**

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Presenta

EDGAR TAPIA HERNANDEZ

ASESOR: DR. ARTURO TENA COLUNGA

JUNIO, 2011.

MÉXICO, D.F.,

Dedicatoria

El esfuerzo de este trabajo está dedicado a Dios
con toda la pasión de mi corazón.
Gracias por venir. *Ex. 33.15–17.*

“Sea bendito el nombre de Dios de siglos en siglos, porque
suyos son el poder y la sabiduría. Él muda los tiempos y las
edades; quita reyes y pone reyes; da la sabiduría a los
sabios y la ciencia a los entendidos. Él revela lo profundo y
lo escondido; conoce lo que está en tinieblas, y con Él mora
la luz. A ti, oh Dios, te doy gracias y te alabo, porque me has
dado sabiduría y fuerza...”

Daniel 2.20-23.

Por siempre, gracias.

Agradecimientos

Agradezco a mis padres: Paulina Hernández y Francisco Tapia. Sus cuidados, su ilusión, su amor y su apoyo fueron el único capital que tenía cuando inicié todo esto.

Agradezco a mis hermanos. Su compañía ha sido irremplazable.

Josi, poder mirar tus ojos hizo que todo cobrara sentido. Gracias por tu amistad, paciencia, oraciones, apoyo, cuidados y amor (Pr. 18.22).

Agradezco a mi tutor (y miembro de mi jurado) con admiración por su amistad, apoyo, entusiasmo y disponibilidad durante esta etapa de mi vida, Dr. Arturo Tena.

Agradezco a los miembros del jurado por el apoyo, tiempo e interés que dedicaron a esta investigación: Dr. Gustavo Ayala (Instituto de Ingeniería), Dr. Manuel Ruíz-Sandoval (Universidad Autónoma Metropolitana), Dr. Amador Terán (Universidad Autónoma Metropolitana) y Robert Tremblay (École Polytechnique de Montreal).

Instituciones que apoyaron al desarrollo de esta investigación: Comisión Nacional de Ciencia y Tecnología, École Polytechnique de Montreal, Luz y Fuerza del Centro, Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del D.F., Ministerio Canadiense para la Educación Internacional y la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco.

Índice general

	Tema	Página
	Introducción	
	Prefacio. Organización de la tesis	xxiii
	Problemática	xxvi
	Objetivos	xxviii
	Metodología	xxix
	Investigaciones recientes	xxx
	Publicaciones derivadas	xxxvii
	Abstract	xxxix
1.0	Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados	
1.1	Introducción	2
1.2	Descripción de los modelos	3
1.2.1	Determinación de cargas	4
1.3	Análisis elásticos	5
1.3.1	Secciones transversales de los modelos	6
1.3.2	Aspectos de diseño de los contravientos	9
1.4	Análisis inelásticos.	12
1.4.1	Aportaciones de columnas al cortante resistente del 25%	14
1.4.2	Aportaciones de columnas al cortante resistente del 50%	18
1.4.3	Aportaciones de columnas al cortante resistente del 65%	22
1.4.4	Aportaciones de columnas al cortante resistente del 75%	25
1.4.5	Demandas inelásticas máximas	25
1.5	Post-proceso de resultados	26
1.5.1	Cortante lateral resistente mínimo aportado por las columnas del marco	26
1.5.2	Rigidez de las trabes	27
1.5.3	Comportamiento de los contravientos	28
1.6	Conclusiones	29
2.0	Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales	
2.1	Antecedentes	31
2.2	Redistribución en modelos de 12 niveles	32

2.2.1	Respuesta de los contravientos	32
2.2.2	Comportamiento de las columnas	34
2.2.3	Comportamiento de las trabes	37
2.3	Conclusiones	41
3.0	Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia	
3.1	Antecedentes	43
3.2	Distorsiones	43
3.3	Ductilidades	45
3.3.1	Curvas primarias idealizadas	45
3.3.2	Ductilidades desarrolladas por los modelos	58
3.3.3	Tendencias de reglamentos vigentes	59
3.3.4	Reducción de fuerzas sísmicas	64
3.3.5	Metodología propuesta	65
3.4	Sobrerresistencia	66
3.4.1	Fuentes de sobrerresistencia	66
3.4.2	Discusión de resultados	71
3.4.3	Tendencias de reglamentos vigentes	72
3.4.4	Comparación gráfica	73
3.4.5	Propuesta de determinación	74
3.5	Conclusiones	75
4.0	Procedimiento de diseño por capacidad de marcos de acero contraventeados	
4.1	Antecedentes	78
4.2	Requisitos generales	78
4.2.1	Contravientos	79
4.2.2	Trabes	80
4.2.3	Columnas	80
4.2.4	Conexiones	82
4.3	Disposiciones para el diseño sísmico	85
4.3.1	Espectros de diseño	85
4.3.2	Factores de modificación de la carga sísmica	86
4.3.3	Condiciones de regularidad	87
4.3.4	Efectos de torsión	87
4.3.5	Revisión de desplazamientos laterales	88
4.4	Criterios de prediseño	88
4.4.1	Sección transversal del sistema de contravientos	88
4.4.2	Sección transversal de las trabes	89
4.4.3	Sección transversal de las columnas	89
4.4.4	Balance de resistencias en el nodo	90
4.5	Modelo de 10 niveles	90
4.5.1	Determinación de la carga muerta	91
4.5.2	Determinación de la carga viva	92
4.5.3	Análisis sísmico	92
4.5.4	Prediseño de los elementos	93
4.5.5	Análisis modal espectral	98
4.5.6	Balance entre rigidez lateral y resistencia	101

4.5.7	Secciones finales	102
4.6	Modelo de 14 niveles	102
4.6.1	Determinación de la carga muerta	103
4.6.2	Determinación de la carga viva	103
4.6.3	Análisis sísmico	103
4.6.4	Prediseño de los elementos	105
4.6.5	Análisis modal espectral	110
4.6.6	Balance entre rigidez lateral y resistencia	113
4.6.7	Secciones finales	113
4.7	Modelo de 18 niveles	113
4.7.1	Determinación de la carga muerta	113
4.7.2	Determinación de la carga viva	114
4.7.3	Análisis sísmico	114
4.7.4	Prediseño de los elementos	115
4.7.5	Análisis modal espectral	122
4.7.6	Balance entre rigidez lateral y resistencia	125
4.7.7	Secciones finales	126
4.8	Conclusiones	126
5.0	Modelado con <i>OpenSees</i>.	
5.1	Antecedentes	128
5.2	Programa <i>OpenSees</i>	128
5.2.1	Definición de elementos	129
5.2.2	Definición de secciones transversales	130
5.2.3	Definición de materiales	131
5.2.4	Definición de restricciones	132
5.2.5	Definición de cargas	132
5.2.6	Definición de archivos de salida	133
5.2.7	Solución de las ecuaciones	133
5.3	Modelado de los contravientos	133
5.3.1	Criterios de modelado	133
5.3.2	Consideraciones por pandeo local	133
5.3.3	Estudio paramétrico de las subdivisiones	134
5.3.4	Ejemplo de modelado de contraviento	134
5.3.5	Otras consideraciones	136
5.4	Modelado de las trabes	136
5.4.1	Trabes de crujías contraventeadas	136
5.4.2	Trabes de crujías no contraventeadas	137
5.4.3	Ejemplo de modelado de trabe con fibras	137
5.5	Modelado de las columnas	138
5.5.1	Ejemplo de modelado de columna	138
5.6	Configuración de la estructura modelada	139
5.7	Conclusiones	140
6.0	Análisis estáticos no lineales.	
6.1	Antecedentes	142
6.1.1	Esfuerzos reales del acero estructural	142
6.2	Análisis ante cargas estáticas crecientes	144

6.2.1	Distorsiones de entrepiso	144
6.2.2	Factor de concentración de distorsión	146
6.2.3	Distorsiones y ductilidades de entrepiso	150
6.2.4	Curvas cortante – distorsión	152
6.2.5	Instantáneas de fluencia	157
6.3	Espectros de demanda de ductilidad	161
6.3.1	Rigideces elásticas y rigideces post-fluencia	161
6.3.2	Acelerogramas sintéticos	163
6.3.3	Espectros de los modelos estudiados	165
6.4	Conclusiones	170
7.0	Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos	
7.1	Antecedentes	172
7.2	Curvas de histéresis	172
7.3	Mapeo de demandas acumuladas	179
7.4	Distorsiones	179
7.4.1	Distorsión asociada a la primera fluencia	182
7.4.2	Distorsión máxima desde el origen	183
7.4.3	Distorsión máxima asociada al medio ciclo de histéresis	184
7.4.4	Distorsiones residuales	186
7.5	Demandas de resistencia lateral máxima	187
7.6	Evaluación de los factores de reducción	188
7.6.1	Ductilidades	188
7.6.2	Sobrerresistencia	190
7.7	Rigideces post-fluencia	192
7.7.1	Número de ciclos con respuesta inelástica	193
7.8	Conclusiones	194
8.0	Resumen, conclusiones y recomendaciones.	
8.1	Etapas iniciales	197
8.1.1	Observaciones iniciales	197
8.2	Propuesta de análisis y diseño	199
8.2.1	Evaluación y ejemplificación de la metodología	200
8.3	Recomendaciones reglamentarias	202
8.3.1	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo	202
8.3.2	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	204
8.4	Investigaciones futuras	207
9.0	Citas, referencias y bibliografía	209
A	Apéndice A. Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados.	
A.1	Introducción	216
A.2	Rigidez en marcos contraventeados	216
A.2.1	Deformaciones	217
A.2.2	Rigideces	221

A.3	Balance final de cargas	223
A.3.1	Cargas de plastificación del marco	223
A.3.2	Cargas de plastificación del sistema de contravientos	224
A.4	Discusión de resultados	224
B	Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados	
B.1	Introducción	229
B.2	Inspección de resultados en los modelos de cuatro niveles	229
B.2.1	Modelo <i>Ch4p2</i> (aportación de columnas del 25%)	229
B.2.2	Modelo <i>Ch4p5</i> (aportación de columnas del 50%)	231
B.2.3	Modelo <i>Ch4p6</i> (aportación de columnas del 65%)	233
B.3	Inspección de resultados en los modelos de ocho niveles	234
B.3.1	Modelo <i>Ch8p2</i> (aportación de columnas del 25%)	234
B.3.2	Modelo <i>Ch8p5</i> (aportación de columnas del 50%)	236
B.3.3	Modelo <i>Ch8p6</i> (aportación de columnas del 65%)	237
B.3.4	Modelo <i>Ch8p7</i> (aportación de columnas del 75%)	239
B.4	Inspección de resultados en los modelos de doce niveles	243
B.4.1	Modelo <i>Ch12p5</i> (aportación de columnas del 50%)	243
B.4.2	Modelo <i>Ch12p6</i> (aportación de columnas del 65%)	244
B.4.3	Modelo <i>Ch12p8</i> (aportación de columnas del 80%)	248
B.5	Inspección de resultados en los modelos de dieciséis niveles	249
B.5.1	Modelo <i>Ch16p5</i> (aportación de columnas del 50%)	249
B.5.2	Modelo <i>Ch16p6</i> (aportación de columnas del 65%)	249
B.5.3	Modelo <i>Ch16p8</i> (aportación de columnas del 80%)	255
C	Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados	
C.1	Introducción	258
C.2	Descripción de los modelos	258
C.2.1	Consideraciones del modelo	259
C.2.2	Registros considerados	260
C.3	Métodos de predicción de la carga axial	261
C.3.1	Máxima carga actuante	261
C.3.2	Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)	262
C.3.3	Propuesta de Lacerte y Tremblay (2006)	263
C.3.4	Contribución de la carga de los contravientos	263
C.4	Comparación de los resultados	266
C.4.1	Metodología propuesta	266
C.4.2	Porcentaje de aproximación	268
C.4.3	Comentarios adicionales	269

Índice de figuras

	Figura	Página
1.0	Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados	
1.1	Distinción de los sistemas que conforman el edificio contraventeado	2
1.2	Resultados del muestreo realizado	3
1.3	Espectros de diseño conforme a las NTCS-04	3
1.4	Planta y elevación tipo de los marcos estudiados	4
1.5	Isométrico del modelo de ocho niveles	4
1.6	Identificación de los análisis realizados	5
1.7	Comportamiento de la esbeltez de los contravientos con espesor constante	10
1.8	Ejemplo de conexiones de contravientos usadas en la Ciudad de México	11
1.9	Instantáneas de fluencia de los modelos de cuatro niveles con aportación de columnas del 25%	12
1.10	Instantáneas de fluencia de los modelos de ocho niveles con aportación de columnas del 25%	13
1.11	Instantáneas de fluencia de los modelos de cuatro niveles con aportación de columnas del 50%	14
1.12	Instantáneas de fluencia de los modelos de ocho niveles con aportación de columnas del 50%	15
1.13	Instantáneas de fluencia de los modelos de doce niveles con aportación de columnas del 50%	16
1.14	Instantáneas de fluencia de los modelos de dieciséis niveles con aportación de columnas del 50%	17
1.15	Instantáneas de fluencia de los modelos de cuatro niveles con aportación de columnas del 65%	18
1.16	Instantáneas de fluencia de los modelos de ocho niveles con aportación de columnas del 65%	19
1.17	Instantáneas de fluencia de los modelos de doce niveles con aportación de columnas del 65%	20
1.18	Instantáneas de fluencia de los modelos de dieciséis niveles con aportación de columnas del 65%	21
1.19	Instantáneas de fluencia de los modelos de ocho niveles con aportación de columnas del 75%	22

1.20	Instantáneas de fluencia de los modelos de doce niveles con aportación de columnas del 80%	23
1.21	Instantáneas de fluencia de los modelos de dieciséis niveles con aportación de columnas del 80%	24
1.22	Comportamiento del límite propuesto en relación a los modelos analizados	26
1.23	Relaciones de esfuerzo de las trabes de las tres crujías centrales	27
1.24	Comportamiento de la esbeltez del contraviento en función del ancho	28
2.0	Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales	
2.1	Mecanismos de colapso de los modelos estudiados	31
2.2	Identificación de los elementos estudiados	32
2.3	Comportamiento de la carga axial normalizada de contravientos en los análisis no lineales	33
2.4	Relación de esbeltez por pandeo lateral de los modelos estudiados	34
2.5	Relación de esbeltez por pandeo local de los modelos estudiados	34
2.6	Comportamiento de la carga axial normalizada de las columnas en los análisis no lineales	35
2.7	Comportamiento del cortante normalizado contra distorsión en las columnas	36
2.8	Comportamiento del momento de las trabes en los análisis no lineales	37
2.9	Comportamiento de la rotación plástica de las trabes en los análisis no lineales	39
2.10	Comportamiento de la carga axial en las trabes en los análisis no lineales	39
2.11	Comportamiento del cortante de las trabes en los análisis no lineales	40
3.0	Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia	
3.1	Definición de la distorsión tangencial y la distorsión horizontal	43
3.2	Magnitud de la distorsión tangencial y la distorsión horizontal en los modelos de 12 pisos	44
3.3	Comportamiento de la distorsión a lo largo de los análisis	44
3.4	Definición de parámetros para definir la ductilidad	45
3.5	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch4p5</i>	46
3.6	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch4p6</i>	46
3.7	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p5</i>	47

3.8	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p6</i>	48
3.9	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p7</i>	49
3.10	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p5</i>	50
3.11	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p6</i>	51
3.12	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p8</i>	52
3.13	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p5</i>	54
3.14	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p6</i>	55
3.15	Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p8</i>	56
3.16	Comportamiento de las distorsiones en relación a la altura de los modelos	57
3.17	Comportamiento de la ductilidad de los modelos en función de su altura	58
3.18	Magnitudes α_u/α_l para marcos momento resistentes (adaptada de EC8-05)	61
3.19	Carga mínima relativa con fines de diseño entre algunos reglamentos vigentes	66
3.20	Comparación de las ductilidades de los modelos y los reglamentos mexicanos	66
3.21	Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de cuatro niveles	67
3.22	Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de ocho niveles	68
3.23	Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de doce niveles	69
3.24	Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de dieciséis niveles	70
3.25	Definición del factor de sobrerresistencia en análisis ante carga monótona creciente	71
3.26	Comportamiento de la sobrerresistencia Ω en función de la altura de los modelos	71
3.27	Comportamiento de la proporción V_{max}/V_u en función de la altura de los modelos	71
3.28	Comparativa del factor por sobrerresistencia para marcos dúctiles entre reglamentos vigentes	74
3.29	Comportamiento de periodos característicos según NTCS-04	75
3.30	Comportamiento de las sobrerresistencias contra lo estipulado en reglamentos mexicanos	75

4.0	Procedimiento de diseño por capacidad de marcos de acero contraventeados	
4.1	Longitud efectiva del contraviento y proporciones obtenidas en Lacerte y Tremblay (2006) y Izvernari <i>et al</i> (2007) en modelos de ocho niveles	80
4.2	Consideraciones geométricas en la conexión contraviento – viga – columna	83
4.3	Comparación de los criterios establecidos para la revisión por compresión de la placa	84
4.4	Evaluación de la propuesta para estimar el periodo fundamental	86
4.5	Isométrico del primer nivel del modelo propuesto	90
4.6	Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s= 1.05$ seg y $Q= 3.0$ según el Apéndice A	93
4.7	Relaciones de esfuerzos del modelo de 10 niveles	99
4.8	Configuración de los primeros tres modos del modelo de 10 niveles	100
4.9	Revisión de distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales	101
4.10	Revisión de distorsiones para seguridad contra colapso	101
4.11	Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo <i>Ch10_56</i>	102
4.12	Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s= 1.05$ seg y $Q=2.33$ según el Apéndice A	104
4.13	Relaciones de esfuerzos del modelo de 14 niveles	110
4.14	Configuración de los primeros tres modos del modelo de 14 niveles	111
4.15	Revisión de distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales	112
4.16	Revisión de distorsiones para seguridad contra colapso	112
4.17	Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo <i>Ch14_61</i>	113
4.18	Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s= 1.05$ seg y $Q= 2.0$ según el Apéndice A	115
4.19	Relaciones de esfuerzos del modelo de 18 niveles	122
4.20	Configuración de los primeros tres modos del modelo de 18 niveles	123
4.21	Revisión de distorsiones plásticas para limitación de daños a elementos no estructurales	124
4.22	Revisión de distorsión para seguridad contra colapso	125
4.23	Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo <i>Ch18_69</i>	125
5.0	Modelado con <i>OpenSees</i>.	
5.1	Principales objetos en <i>OpenSees</i> (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> 2006)	129
5.2	Fibra cuadrilátera en <i>OpenSees</i> (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> 2006)	131

5.3	Fibra circular en <i>OpenSees</i> (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> 2006)	131
5.4	Comportamiento histerético del material <i>Steel02</i> en <i>OpenSees</i> (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> 2006)	132
5.5	Discretización de la sección transversal y longitudinal de los contravientos	134
5.6	Ejemplos de curvas carga axial – deformación de los contravientos con el modelado propuesto	135
5.7	Discretización de patines usando 5, 10 y 20 fibras en vigas (adaptada de Izvernari 2007)	136
5.8	Sección <i>beamWithHinges</i> (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> 2006)	137
5.9	Sección transversal de las columnas modeladas	138
5.10	Configuración tipo del modelo estudiado	139
6.0	Análisis estáticos no lineales.	
6.1	Proporción entre el esfuerzo real y el esfuerzo teórico en placas de acero A-36	143
6.2	Proporción entre el esfuerzo real y el esfuerzo teórico en acero A-572 Gr. 50	143
6.3	Evolución de distorsiones (%) en los modelos de 10, 14 y 18 niveles	145
6.4	Criterios para establecer el factor de concentración por distorsión (<i>DCF</i>)	146
6.5	Factor de concentración de distorsión (<i>DCF</i>) en los modelos de 10, 14 y 18 niveles	149
6.6	Envoltentes de respuesta de deformación de los modelos de 10, 14 y 18 niveles	151
6.7	Ductilidad de entrepiso de los modelos estudiados	152
6.8	Curvas globales cortante – distorsión de los modelos	153
6.9	Curvas cortante – distorsión de los entrepisos del modelo <i>Ch10_56</i>	154
6.10	Curvas cortante – distorsión de los entrepisos del modelo <i>Ch14_61</i>	155
6.11	Curvas cortante – distorsión de los entrepisos del modelo <i>Ch18_69</i>	156
6.12	Instantáneas de fluencia del modelo <i>Ch10_56</i>	158
6.13	Instantáneas de fluencia del modelo <i>Ch14_61</i>	159
6.14	Instantáneas de fluencia del modelo <i>Ch18_69</i>	160
6.15	Proporción entre la rigidez elástica y la rigidez post-fluencia en los modelos analizados	162
6.16	Acelerogramas considerados en este estudio	164
6.17	Espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos y el espectro de diseño elástico	165
6.18	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch10_56</i>	166
6.19	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch10_56a</i>	166
6.20	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch14_61</i>	167
6.21	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch14_61a</i>	167

6.22	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch18_69</i>	168
6.23	Espectro de demanda de ductilidad del modelo <i>Ch18_69a</i>	168
6.24	Demandas de ductilidad asociadas a los modelos estudiados	169
7.0	Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos	
7.1	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch10_56</i> analizado con el registro <i>cmns</i>	173
7.2	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch10_56a</i> analizado con el registro <i>cmns</i>	174
7.3	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch14_61</i> analizado con el registro <i>44ns</i>	175
7.4	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch14_61a</i> analizado con el registro <i>44ns</i>	176
7.5	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch18_69</i> analizado con el registro <i>17ns</i>	177
7.6	Curvas de histéresis del modelo <i>Ch18_69a</i> analizado con el registro <i>17ns</i>	178
7.7	Mapeo de demandas acumuladas en el modelo <i>Ch10_56a</i> bajo el acelerograma <i>cmns</i>	180
7.8	Mapeo de demandas acumuladas en el modelo <i>Ch14_61a</i> bajo el acelerograma <i>44ns</i>	180
7.9	Mapeo de demandas acumuladas en el modelo <i>Ch18_69a</i> bajo el acelerograma <i>17ns</i>	181
7.10	Distorsión de entrepiso (%) asociada a la primera fluencia del entrepiso en los análisis realizados	182
7.11	Envolvente de respuesta al inicio de la fluencia en los análisis realizados	183
7.12	Distorsiones máximas (%) presentada en los análisis realizados a los modelos de 10, 14 y 18 pisos	184
7.13	Envolventes de respuesta de las distorsiones máximas (%) medidas desde el origen	184
7.14	Definición de parámetros en ciclos inelásticos	185
7.15	Distorsiones máximas δ_{max} (%) asociada al medio ciclo histerético	185
7.16	Envolventes de respuesta de la distorsión máxima δ_{max} asociada al medio ciclo histerético	186
7.17	Envolvente de esfuerzos residuales	186
7.18	Máximas demandas laterales presentadas en los análisis realizados	187
7.19	Envolventes de respuesta máximas del cortante lateral normalizado	187
7.20	Criterio para la identificación de la distorsión de fluencia	189
7.21	Comportamiento de los ciclos de histéresis en la fluencia	189
7.22	Demandas máximas de ductilidad en entrepisos y globales	189
7.23	Demandas de sobrerresistencia de entrepiso alcanzadas por los modelos estudiados	190

7.24	Envolventes de respuesta de las sobrerresistencias por entrepiso	191
7.25	Proporción entre la rigidez promedio K_{mc} y la rigidez elástica $K_{elastic}$ presentada en los modelos	192
7.26	Promedio entre la rigidez de medio ciclo K_{mc} y la rigidez elástica $K_{elastic}$	193
7.27	Número de medios ciclos promedio con respuesta inelástica por entrepiso	193
8.0	Resumen, conclusiones y recomendaciones.	
8.1	Diagrama propuesto de análisis y diseño de marcos de acero dúctiles con contravientos	199
A	Apéndice A. Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados.	
A.1	Configuración deformada en marcos contraventeados	217
A.2	Deformación por flexión (adaptada de Tremblay 2008)	218
A.3	Deformación por cortante de la conexión trabe – columna (adaptada de Tremblay 2008)	220
A.4	Diagrama de cuerpo libre de los contravientos	222
A.5	Mecanismo columna fuerte – viga débil	224
A.6	Comparación de resultados entre los modelos de cuatro niveles	225
A.7	Comparación de resultados entre los modelos de ocho niveles	226
A.8	Comparación de resultados entre los modelos de doce niveles	227
A.9	Comparación de resultados entre los modelos de dieciséis niveles	227
B	Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados	
B.1	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch4p2</i>	230
B.2	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia en el modelo <i>Ch4p2</i>	230
B.3	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch4p2</i> por pasos	231
B.4	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch4p5</i>	231
B.5	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch4p5</i>	232
B.6	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch4p5</i> por pasos	232
B.7	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch4p6</i>	232
B.8	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch4p6</i>	233
B.9	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch4p6</i>	233

B.10	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p2</i>	234
B.11	Secuencia de la formación de instantánea de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch8p2</i>	235
B.12	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch8p2</i> por pasos	235
B.13	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p5</i>	236
B.14	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch8p5</i>	237
B.15	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch8p5</i> por pasos	237
B.16	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p6</i>	238
B.17	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch8p6</i>	239
B.18	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch8p6</i> por pasos	239
B.19	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch8p7</i>	240
B.20	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch8p7</i>	241
B.21	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch8p7</i> por pasos	241
B.22	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p5</i>	242
B.23	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch12p5</i>	243
B.24	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch12p5</i> por pasos	244
B.25	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p6</i>	245
B.26	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch12p6</i>	246
B.27	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch12p6</i> por pasos	246
B.28	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch12p8</i>	247
B.29	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch12p8</i>	248
B.30	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch12p8</i> por pasos	249
B.31	Curvas cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p5</i>	250
B.32	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch16p5</i>	251
B.33	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch16p5</i> por pasos	251
B.34	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p6</i>	252
B.35	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch16p6</i>	253
B.36	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch16p6</i> por pasos	253
B.37	Curva cortante – distorsión del modelo <i>Ch16p8</i>	254
B.38	Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo <i>Ch16p8</i>	255

B.39	Aportación al cortante lateral resistente del modelo <i>Ch16p8</i> por pasos	256
C	Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados	
C.1	Estructuras estudiadas. Planta general y elevación del modelo de cuatro niveles	259
C.2	Relaciones de esbeltez de los modelos estudiados	259
C.3	Comportamiento inelástico del modelado de los elementos	260
C.4	Espectros de respuesta escalados (adaptado de Izvernari <i>et al.</i> 2007)	260
C.5	Aplicación del método Lacerte y Tremblay (2006) en un modelo de doce niveles	263
C.6	Ejemplo de la relación entre la carga axial máxima en columnas y la carga en los contravientos	264
C.7	Ejemplo de árboles de carga en los contravientos cuando la carga axial en la columna es máxima	265
C.8	Ejemplo del comportamiento del factor de reducción f	265
C.9	Cargas axiales en columnas en el modelo de cuatro niveles (RFNES04)	266
C.10	Cargas axiales en columnas en el modelo de ocho niveles (RFNES08)	267
C.11	Cargas axiales en columnas en el modelo de doce niveles (RFNES12)	267
C.12	Cargas axiales en columnas en el modelo de dieciséis niveles (RFNES16)	268
C.13	Porcentaje de error de los métodos para la determinación de carga axial en columnas	269

Índice de tablas

	Tabla	Página
1.0	Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados	
1.1	Cargas muertas en entrepiso tipo	4
1.2	Carga muerta en azotea	5
1.3	Carga viva considerada en los modelos	5
1.4	Secciones transversales de los modelos <i>Ch4p2</i> y <i>ch4i2</i>	6
1.5	Secciones transversales de los modelos <i>Ch4p5</i> y <i>ch4i5</i>	6
1.6	Secciones transversales de los modelos <i>Ch4p7</i> y <i>ch4i7</i>	6
1.7	Secciones transversales de los modelos <i>Ch8p2</i> y <i>ch8i2</i>	7
1.8	Secciones transversales de los modelos <i>Ch8p5</i> y <i>ch8i5</i>	7
1.9	Secciones transversales de los modelos <i>Ch8p6</i> y <i>ch8i6</i>	7
1.10	Secciones transversales de los modelos <i>Ch8p7</i> y <i>ch8i7</i>	7
1.11	Secciones transversales de los modelos <i>Ch12p5</i> y <i>ch12i5</i>	8
1.12	Secciones transversales de los modelos <i>Ch12p6</i> y <i>ch12i6</i>	8
1.13	Secciones transversales de los modelos <i>Ch12p8</i> y <i>ch12i8</i>	8
1.14	Secciones transversales de los modelos <i>Ch16p5</i> y <i>ch16i5</i>	9
1.15	Secciones transversales de los modelos <i>Ch16p6</i> y <i>ch16i6</i>	9
1.16	Secciones transversales de los modelos <i>Ch16p8</i> y <i>ch16i8</i>	9
1.17	Rotaciones, alargamientos y acortamientos máximas de los modelos	25
1.18	Relaciones de esbeltez de contravientos en marcos dúctiles	29
2.0	Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales	
2.1	Acortamientos y alargamientos plásticos reportados en los contravientos comparados	33
2.2	Rotaciones plásticas positivas y negativas de las columnas comparadas	35
2.3	Rotaciones plásticas positivas y negativas de las trabes comparadas	38
3.0	Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia	
3.1	Distorsión en porcentaje de los modelos de cuatro pisos	45

3.2	Distorsión en porcentaje de los modelos de ocho pisos	48
3.3	Distorsión en porcentaje de los modelos de doce pisos	49
3.4	Distorsión en porcentaje de los modelos de dieciséis pisos	53
3.5	Distorsión (%) promedio de los modelos	53
3.6	Ductilidades alcanzadas por los modelos	58
3.7	Factores de ductilidad y sobrerresistencia (adaptada de CNBC-05)	60
3.8	Definición del factor por ductilidad para marcos de acero (adaptada de EC08-05)	61
3.9	Factores estipulados para marcos de acero conforme al ASCE-05	62
3.10	Definición del factor conforme al reglamento japonés (adaptada de Tada <i>et al.</i> 2003)	63
3.11	Sobrerresistencias promedio obtenidas en los modelos estudiados	72
4.0	Procedimiento de diseño por capacidad de marcos de acero contraventeados	
4.1	Combinaciones de carga consideradas en los análisis	91
4.2	Cargas muertas en entrepiso tipo	91
4.3	Carga muerta en la azotea	91
4.4	Carga viva considerada en los modelos	92
4.5	Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en <i>Ch10_56</i>	94
4.6	Prediseño de contravientos del modelo <i>Ch10_56</i>	94
4.7	Prediseño de las columnas internas por flexión	95
4.8	Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial	96
4.9	Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i	96
4.10	Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial	96
4.11	Prediseño de las columnas perimetrales por flexión	97
4.12	Determinación de la carga puntual sobre las trabes de las crujeas contraventeadas	97
4.13	Comprobación de capacidades por flexión de trabes y columnas	98
4.14	Periodos y aportaciones modales del modelo <i>Ch10_56</i>	99
4.15	Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis	100
4.16	Secciones transversales del modelo <i>Ch10p56</i>	102
4.17	Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en <i>Ch14_61</i>	104
4.18	Prediseño de contravientos del modelo <i>Ch14_61</i>	105
4.19	Prediseño de columnas internas por flexión	106
4.20	Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial	106

4.21	Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i	107
4.22	Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial	107
4.23	Prediseño de las columnas perimetrales por flexión	108
4.24	Determinación de carga puntual sobre las trabes de las crujías contraventeadas	109
4.25	Comprobación de capacidades por flexión de trabes y columnas	109
4.26	Periodos y aportaciones modales del modelo <i>Ch14_61</i>	110
4.27	Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis del modelo <i>Ch14_61</i>	111
4.28	Secciones transversales del modelo <i>Ch14_61</i>	114
4.29	Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en <i>Ch18_69</i>	116
4.30	Prediseño de contravientos del modelo <i>Ch18_69</i>	117
4.31	Prediseño de las columnas internas por flexión	118
4.32	Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial	118
4.33	Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i	119
4.34	Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial	119
4.35	Prediseño de las columnas perimetrales por flexión	120
4.36	Determinación de la carga puntual sobre las trabes de las crujías contraventeadas	121
4.37	Comprobación de las capacidades por flexión de trabes y columnas	121
4.38	Periodos y aportaciones modales del modelo <i>Ch18_69</i>	123
4.39	Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis	124
4.40	Secciones transversales del modelo <i>Ch18_69</i>	126
5.0	Modelado con <i>OpenSees</i>..	
5.1	Ejemplo de modelado de contraviento tipo	135
5.2	Ejemplo de modelado de trabe tipo	137
5.3	Ejemplo de modelado de columna tipo	139
5.4	Ejemplo de modelado de elementos rigidizantes entre los marcos	139
6.0	Análisis estáticos no lineales.	
6.1	Factor de concentración de distorsión de los modelos	149
6.2	Promedio de las distorsiones de entrepiso (%) obtenidas en los análisis	150
6.3	Características de las curvas obtenidas en los análisis	157
6.4	Características de las curvas bilineales	157
6.5	Rigideces de la curva idealizada obtenidas en los análisis	162
6.6	Características de los acelerogramas considerados	165

6.7	Demandas de ductilidad máxima de los modelos en estudio	169
7.0	Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos	
7.1	Comparación de las ductilidades obtenidas	189
7.2	Comparación de las sobrerresistencias obtenidas	191
C	Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados	
C.1	Características de los acelerogramas históricos y artificiales considerados	261
C.2	Cargas de fluencia de los contravientos	262
C.3	Porcentaje de error de los métodos discutidos	269

Introducción

Prefacio

Esta investigación se concentra en el estudio de edificios de acero estructurados con marcos de acero dúctiles con contraventeo concéntrico.

Los marcos con contraventeo caracterizan su comportamiento inelástico ante cargas cíclicas por una rápida distribución de fuerzas internas, una deterioración de la resistencia, una tendencia a la formación de mecanismos de piso suave y fractura ante una excesiva demanda de deformación, de manera que se estudiaron los intervalos de las relaciones de esbeltez de los contravientos para los que se obtienen resultados consistentes con las suposiciones de diseño, contribuciones mínimas al cortante lateral resistente de las columnas del marco en relación a la aportación del sistema de contravientos, resistencia mínimas que deben considerarse en el diseño de las trabes y diseños por capacidad aproximados para diseñar las columnas y las conexiones, asociados a factores de ductilidad y sobrerresistencia específicos para estos sistemas experimentales congruentes con los resultados experimentales y analíticos de esta y otras investigaciones.

Esta investigación pretende derivar en técnicas que aplicadas al diseño de marcos de acero dúctiles contraventeados mejoren su respuesta sísmica, cuya influencia, mejoras y limitaciones se presentan y discuten a lo largo de este documento.

Los resultados demuestran que la aplicación de las observaciones derivadas de los análisis realizados, permiten evaluar con una mayor certidumbre el comportamiento de edificios estructurados con este sistema, a partir de sencillas premisas de diseño de la etapa elástica.

Organización de la tesis

El proyecto está organizado en un total de nueve capítulos y tres apéndices organizados de la siguiente manera:

En esta sección intitulada “*Introducción*” establece de manera general el planteamiento, justificación y objetivo de la investigación centrado en los siguientes puntos:

- I. Problemática. Identifica las deficiencias que presenta la respuesta inelástica de edificios estructurados con marcos de acero contraventeados.

-
-
- II. Objetivo. Establece las metas y principal contribución al conocimiento y mejora del comportamiento de edificios estructurados con marcos de acero contraventeados sujetos a demandas sísmicas, a partir de la problemática identificada.
 - III. Metodología. Plantea el procedimiento mediante el cual, en una primera etapa se demuestran las deficiencias del comportamiento de edificios con esta estructuración en sismos intensos y posteriormente, se elaboran propuestas que pretenden mejorar su desempeño ante cargas laterales.
 - IV. Investigaciones recientes. Como punto de partida se presenta un panorama de los resultados de investigaciones recientes, incluyendo una breve descripción de algunos de los artículos relacionados con marcos de acero con contraventeo llevadas a cabo alrededor del mundo. La mayoría de los artículos hacen referencias a marcos con contravientos concéntricos en configuración chevrón, pero se incluyen referencias de resultados con otras configuraciones de contravientos concéntricos y marcos con contravientos excéntricos.
 - V. Publicaciones derivadas de esta investigación, a fin de ofrecer una mayor cantidad de referencias disponibles.
 - VI. Abstract. En esta sección se incluye un profundo resumen con los principales resultados de la investigación en inglés.

En el capítulo I *“Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados”* se presentan los criterios de análisis y diseño de trece edificios regulares estructurados con marcos dúctiles con contraventeo concéntrico con alturas variables usando dos tipos de configuración de contravientos tipo chevrón. En su diseño, se varió la aportación del cortante lateral resistente de las columnas que conforman los marcos en relación a los contravientos. Los modelos, después de analizarse y diseñarse siguiendo estrictamente los criterios del reglamento vigente, se estudiaron con análisis no lineales ante carga estática monótona creciente. Con base en estos resultados, en el capítulo se propone una metodología para definir una aportación mínima al cortante lateral resistente que deben soportar las columnas para obtener mecanismos de colapsos congruentes con las premisas de diseño.

En el capítulo II, intitulado *“Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales”*, se enuncian observaciones sobre la redistribución de cargas internas en marcos dúctiles de acero con contravientos con configuración tipo chevrón, a partir de los trece modelos diseñados y estudiados en el capítulo anterior. El estudio incluye los elementos mecánicos, rotaciones y deformaciones en las trabes, columnas y contravientos en los nudos críticos, determinados a partir de las instantáneas de fluencia a lo largo de los análisis.

Con la información obtenida en los capítulos anteriores, en el capítulo III nombrado *“Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia”* se presentan las ductilidades y sobrerresistencias alcanzadas por los modelos estudiados. En esta sección se realiza un estudio de las disposiciones presentadas entre distintos reglamentos internacionales para la definición de estos factores de reducción. Con estos resultados, se desarrolló una propuesta para la determinación del factor de reducción por comportamiento no lineal y del factor de reducción por sobrerresistencia específicos para este sistema estructural acordes a los resultados de esta y otras investigaciones.

En el capítulo IV intitulado “*Procedimiento de diseño por capacidad de marcos contraventeados*”, se presenta una propuesta de metodología para el diseño de edificios regulares de acero estructurados con marcos de acero dúctiles con contraventeo concéntrico aplicado a las premisas de diseño de la etapa elástica, a fin de obtener mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil asociados a factores de modificación de carga por ductilidad y sobrerresistencia más realistas para estos sistemas estructurales. El procedimiento se ejemplifica detalladamente con el diseño de modelos de 10, 14 y 18 niveles con la misma configuración de los modelos estudiados con anterioridad.

El capítulo V, nombrado “*Modelado con Opensees*”, se describe los modelos considerados en las columnas, trabes y contravientos, así como otras suposiciones usadas en los análisis dinámicos no lineales empleando el programa *Opensees*.

Así, con los modelos diseñados en el capítulo anterior de 10, 14 y 18 niveles, en el capítulo VI intitulado “*Análisis estáticos no lineales*”, se presentan los resultados obtenidos en análisis estáticos ante carga monótona creciente, a través de los cuales se evaluaron las propuestas realizadas en la investigación y se determinaron los acelerogramas artificiales que ocasionarían las mayores demandas a los edificios modelados considerando los espectros de demandas de ductilidades.

En el capítulo VII sobre “*Análisis dinámicos no lineales*”, se presentan los resultados de edificios regulares de 10, 14 y 18 niveles sujetos a análisis dinámicos en el programa *Opensees* considerando los acelerogramas artificiales seleccionados en el capítulo anterior. En este capítulo se enuncia la respuesta inelástica de los entrepisos ante las distintas demandas y diagramas de acumulación de demandas (rotaciones y alargamientos o acortamientos) de los registros que ocasionaron mayores sollicitaciones.

En el capítulo VIII intitulado “*Conclusiones y recomendaciones*”, se resumen las propuestas de diseño para marcos de acero con contraventeo mediante el cual se obtuvieron estructuras con un comportamiento inelástico congruente con las premisas de diseño, asociadas a factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia realistas, bajo las premisas de regularidad impuestas en esta investigación y se presentan los comentarios globales de la investigación.

Finalmente, en el capítulo IX nombrado “*Citas, referencias y bibliografía*”, se identifican las referencias consultadas y finalmente citadas a lo largo de la investigación.

Problemática

Los marcos de acero contraventeados son altamente socorridos en zonas sísmicas por su capacidad de resistir importantes fuerzas laterales desarrollando desplazamientos relativamente pequeños, además de otros beneficios constructivos que tienen sobre otros sistemas estructurales.

El comportamiento global de un marco contraventeado depende de varios factores que se han estudiado interrelacionados o independientes en investigaciones recientes. Con el paso del tiempo, esos resultados se han incluido paulatinamente en los reglamentos, a fin de contar con estructuras cuyo comportamiento en sismos intensos sea predicho con la mayor certidumbre posible.

Los estudios realizados a la fecha han hecho evidente la cantidad de factores que pueden influir en el comportamiento de edificios estructurados con marcos contraventeados:

- I. La mayor aportación de la resistencia lateral de este sistema proviene del contraviento hasta que se presenta el pandeo, lo que a su vez depende de las relaciones de esbeltez modeladas.
- II. El comportamiento inelástico de los contravientos gobiernan en primera instancia la respuesta de todo el marco contraventeado.
- III. La pérdida de la rigidez del contraviento después del pandeo, obliga a una drástica redistribución de cargas en el marco, mucho más notoria en marcos dúctiles.
- IV. La redistribución de cargas, que no es detectable en diseños elásticos, puede guiar a una prematura pérdida de rigidez o una concentración inesperada de daño (mecanismos de pisos débiles).
- V. Los marcos con contravientos tienen una menor capacidad de desplazamiento que los marcos dúctiles, por lo que no se debe admitir la extrapolación de resultados entre ellos.
- VI. La interrelación del comportamiento de las columnas, trabes y contravientos en marcos contraventeados guían a sobrerresistencias y comportamiento no lineal que requiere establecer criterios específicos para este sistema, considerados de manera superficial en los reglamentos vigentes.

Así, el comportamiento de los marcos contraventeados depende estrechamente de la respuesta de los contravientos ante cargas cíclicas. Por ejemplo, un contraviento robusto puede sostener carga axial en compresión cerca de su capacidad plástica debido a que no se pandea, pero presentará fractura por tensión con baja capacidad dúctil, generalmente. En cambio, si el contraviento fuera esbelto, el pandeo se presenta ante cargas axiales bajas con

alta resistencia del contraviento a tensión y ductilidades altas. Por último, un contraviento con relación de esbeltez intermedia exhibirá una más amplia reducción por resistencia en el intervalo post-pandeo.

En los reglamentos vigentes, estas particularidades se incluyen en forma directa o indirecta a través de requisitos específicos para edificios proyectados con este sistema estructural. En el caso específico de México, únicamente el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004 presenta en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas requisitos específicos para el diseño, análisis y construcción de marcos de acero dúctiles y con ductilidad normal con contravientos en el apartado 6.2.3 y 6.2.4 (NTCM-04). Estos pretenden establecer los requisitos mínimos para que los desplazamientos de entrepiso, mecanismos de colapso, distribución de cargas, etc. sean predecibles, de manera que el diseñador pueda garantizar el comportamiento de la estructura aún cuando esté sometida a altas demandas sísmicas.

Infortunadamente, la evidencia en sismos recientes concuerda con los resultados de pruebas analíticas y experimentales que acusan que el comportamiento inelástico de los marcos con contravientos no es adecuado ni concuerda con las premisas supuestas en la etapa de diseño, pese a que se realicen diseños racionales que cumplan estrictamente los requerimientos propuestos en los reglamentos vigentes: no se obtienen los mecanismos de colapso supuestos, sino concentraciones de daño con típicas formación de pisos débiles. Los marcos desarrollan ductilidades, sobrerresistencias y una redundancia estructural no previstas desde la etapa inicial, con redistribuciones de carga que guían a comportamientos no lineales igualmente imprevistos, entre otros.

Por esta razón, es necesario ampliar el conocimiento adquirido sobre el comportamiento de este sistema estructural, a fin de establecer recomendaciones mínimas y sencillas que con el tiempo se incorporen y/o mejoren algunas disposiciones de los reglamentos y deriven en estructuras de marcos de acero con contraviento seguras y funcionales aún ante sismos intensos como los que se presentan en la Ciudad de México.

Objetivos

- I. Estudiar el comportamiento sísmico de edificios regulares de varios pisos estructurados con marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos, diseñados con secciones estructurales comerciales, siguiendo estrictamente las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias, con la finalidad de garantizar su desempeño dúctil en sismos intensos.
- II. Proponer y evaluar una metodología racional de diseño por capacidad de fácil aplicación que garantice el comportamiento satisfactorio de edificios estructurados con marcos de acero con contraviento concéntrico en sismos intensos para que se obtengan comportamientos inelásticos congruentes con las premisas supuestas en la etapa de diseño.
- III. Valorar si las recomendaciones de diseño por capacidad de las NTCM-04 y NTCS-04 del RCDF-04 son razonables.
- IV. Obtener parámetros de diseño específicos para el sistema estructural considerado.

Metodología

Etapas de la investigación

Para conseguir los objetivos propuestos, como punto de partida se estudiaron trece edificios regulares de 4, 8, 12 y 16 niveles estructurados con marcos momento resistentes de acero dúctiles con contravientos concéntricos tipo chevrón. Los modelos se ubicaron en la subzona del Distrito Federal asociadas a las mayores demandas de aceleración espectral.

En cada una de las alturas propuestas se diseñaron modelos en los que se varió el porcentaje de aportación al cortante lateral resistente contribuido por las columnas del marco en relación al sistema de contravientos. Todos los diseños satisfacen estrictamente los requisitos de las NTCS-04, NTCM-04 y RCDF-04.

Al universo de edificios se les realizaron análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes con el programa de análisis *Drain2DX* para valorar los siguientes aspectos.

- I. Claridad de la aplicación de los criterios de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para el análisis y diseño de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento concéntrico.
- II. Eficacia de la metodología propuesta en el reglamento.
- III. Validar el porcentaje de aportación al cortante lateral resistente mínimo que deben aportar las columnas del marco sismo-resistente para obtener estructuras dúctiles con mecanismos finales congruentes con las premisas de diseño.
- IV. Estudiar la redistribución de cargas luego del pandeo de los contravientos en compresión y/o su fluencia por tensión sobre las trabes y columnas del marco siguiendo el mecanismo columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.
- V. Estimar los niveles de ductilidad y sobrerresistencia obtenidos en estas estructuras siguiendo los criterios de análisis, diseño y construcción seguidos en la práctica en el área metropolitana de la Ciudad de México.
- VI. Justificar una propuesta de análisis y diseño de edificios regulares con esta estructuración.

Evaluación y comparación de resultados

Se realizó una estancia como parte del grupo de investigación en Estructuras de la École Polytechnique de la Universidad de Montreal, bajo la dirección del Dr. Robert Tremblay, mediante una beca concursada y patrocinada por el Gobierno de Canadá, a través de la Oficina Canadiense para la Educación Internacional.

Los principales objetivos conseguidos en la estancia de movilidad académica se resumen a continuación:

- I. Se compararon las previsiones sísmicas y de diseño de marcos de acero con contraventeo de los reglamentos mexicanos con los criterios establecidos en reglamentos internacionales vigentes.
- II. Se compararon los resultados obtenidos en la primera etapa de la investigación contra lo obtenido en pruebas de laboratorio y otras investigaciones equivalentes recientes.
- III. Se estudió la influencia de la carga axial sobre las columnas del marco luego del pandeo por compresión o fluencia por tensión de los contravientos.
- IV. Se validó y estudió el análisis y modelado de los elementos que conforman los marcos con contraventeo en el programa de análisis no lineal *OpenSees*. Los resultados se compararon y calibraron con pruebas disponibles en el laboratorio de la Universidad canadiense.
- V. Se estudió el procedimiento y proceso de resultados de análisis dinámicos incrementales (*IDA, incremental dynamic analysis*) en el programa de análisis comentado.

Desarrollo y calibración de metodología

Con la experiencia adquirida, se estableció una propuesta de metodología para el diseño de edificios regulares estructurados con marcos momento – resistentes dúctiles de acero con contraviento concéntrico, mediante la cual se obtenga un comportamiento inelástico congruente con las premisas en la etapa de diseño, asociado a mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil y a factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento no lineal realistas.

A fin de evaluar esta metodología, se analizaron seis nuevos modelos de 10, 14 y 18 niveles que se diseñaron empleando estos criterios y analizaron con el programa *OpenSees* ante cargas estáticas monótonas crecientes y análisis dinámicos considerando un conjunto de acelerogramas artificiales de suelos blandos. Los registros se seleccionaron mediante espectros de demandas de ductilidad para que ocasionaran las mayores demandas y así, estudiar, comprobar y valorar el comportamiento de los modelos y la metodología propuesta.

Investigaciones recientes

Generalidades

El uso de acero para construir edificios se inició a comienzos del siglo XX, pero su uso se generalizó después de la Segunda Guerra Mundial, cuando hubo mayor disponibilidad de este material. Los edificios de acero han sido ampliamente aceptados desde entonces por su proceso constructivo y su comportamiento estructural. Entre sus principales beneficios destacan (McCormac 1996):

- a. Alta calidad estética, afín con tendencias arquitectónicas modernas.
- b. Bajo costo de mantenimiento.
- c. El acero estructural, aunque sufre daño en altas temperaturas, no es combustible.
- d. La alta resistencia del acero por unidad de peso implica estructuras de bajo peso, lo que es especialmente útil en edificios altos, puentes de grandes claros, etc.
- e. Con la adecuada protección, el acero es resistente a condiciones atmosféricas salinas, vientos fuertes, capas de nieve o granizo, etc.
- f. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en función del tiempo.
- g. Los elementos estructurales pueden ser armables, desarmables y reutilizados. Las estructuras metálicas se adaptan bien a posibles ampliaciones.
- h. En general, han demostrado un buen comportamiento en sismos intensos.
- i. El acero se acerca más en su comportamiento a las relaciones constitutivas supuestas en su análisis y diseño (ley de Hooke, etc.).
- j. Su construcción es rápida en comparación con otros materiales estructurales.
- k. Es resistente a insectos destructivos.
- l. La alta ductilidad del acero estructural le permite fluir localmente, evitando fallas prematuras.
- m. Mayor rentabilidad en comparación con otros métodos de construcción.
- n. El acero estructural es un material impermeable.
- o. Es un material ambientalmente sano, cerca del 60% del acero es reciclable.

El edificio moderno de acero se compone de elementos individuales que han evolucionado con el tiempo. Los edificios con marcos de acero con contraventeo representan un caso particular que distribuye las cargas gravitacionales en los elementos que conforman el marco, mientras que los contravientos soportan las cargas laterales (sin menospreciar la aportación de las columnas del marco).

En general, se espera que los contravientos de marcos concéntricos experimenten pandeo inelástico y fluencia por tensión en movimientos fuertes. En sismos recientes (Northridge en 1995; Kobe en 1996, etc.), el pandeo local generalmente se presentaba en articulaciones plásticas que ocasionaban el pandeo global de los contravientos. Estos puntos críticos se ven asociados a deformaciones de importancia, que pueden guiar a la falla de los contravientos por fractura en cargas cíclicas, siendo más crítico este efecto en contravientos

robustos (bajas relaciones de esbeltez), lo que deriva en la formación de mecanismos por piso débil característicos de estas estructuras y ciclos de histéresis cortos en contravientos (Tapia y Tena 2001).

Un ciclo de histéresis corto asociado al pandeo de los contravientos es en ocasiones considerado más deseable que ciclos de histéresis completos, porque de esta forma menos energía sísmica es absorbida en ese entrepiso, aunque esto conlleva una exigente redistribución de fuerzas en el resto de los elementos estructurales que forman la estructura.

Algunas investigaciones recientes han demostrado que edificios estructurados con marcos de acero con contraventeo concéntrico diseñados con los métodos convencionales pueden tener un comportamiento inadecuado durante sismos recientes. En particular, los marcos con contraventeo tipo chevrón tienen un comportamiento inelástico ante cargas cíclicas caracterizado por una rápida distribución de fuerzas internas, una deterioración de la resistencia, una tendencia a la formación de mecanismos de piso suave y fractura ante una excesiva demanda de deformación.

A través de esas investigaciones, se han identificado la influencia en el comportamiento global de cada fenómeno, así se han emitido recomendaciones sobre intervalos adecuados de las relaciones de esbeltez de los contravientos, aportaciones mínimas que deben considerarse en el diseño de las trabes y diseños por capacidad aproximados para diseñar las columnas y las conexiones.

Estudios analíticos

Khatib *et al.* (1998) realizaron un extenso estudio en marcos con contravientos concéntricos que fue publicado por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica de la Universidad de California en Berkeley. El reporte concluye en referencia a los contravientos que el uso de contravientos robustos no mejora la respuesta del sistema de contravientos, con excepción de una ligera reducción de carga a compresión en las columnas de las crujeas contraventeadas y propone un método para la estimación de la carga axial en las columnas adyacentes a la crujía contraventeadada.

El uso de vigas muy rígidas en marcos contraventeados en edificios de varios pisos puede ser contraproducente, al generar grandes fuerzas de compresión de la columna que las guían usualmente a la fluencia.

Tremblay y Robert (2001) estudiaron el comportamiento sísmico de marcos de acero contraventeados en edificios de 2, 4, 8 y 12 niveles ubicados en Vancouver, Canadá considerando dos filosofías de diseño. La primera siguiendo los lineamientos del reglamento canadiense (CSA-S16.1-94) para marcos contraventeados con ductilidad normal donde el factor de modificación de las fuerzas sísmicas es igual a $R_d = 2.0$ (CNBC-05 2005). En la segunda los marcos se diseñaron como dúctiles con un factor $R_d = 3.0$. Las vigas fueron lo suficientemente fuerte para compensar la pérdida de resistencia del contraviento por pandeo en compresión. Los autores consideraron tres tipos de marcos contraventeados: DBF-100, DBF-80 y DBF-60, de acuerdo a la magnitud de la tensión que soportarían los contravientos en el diseño de las vigas como el 100%, 80% y 60% de la carga de fluencia del contraviento, respectivamente.

El estudio evidenció inestabilidad dinámica originada por las importantes deformaciones inelásticas en los entrepisos asociadas a la degradación de la resistencia del cortante por entrepiso después de que ocurría el pandeo de los contravientos en compresión.

Este fenómeno resultó más crítico en edificios altos, por lo que los autores recomiendan (a menos que se realice un análisis más detallado) que:

- Estructuras no dúctiles puede ser usadas en estructuras menores a dos pisos, pueden ser consideradas en edificios de hasta cuatro pisos, pero se espera que la distorsión exceda los límites del reglamento.
- Sistemas DBF-60 se permiten en estructuras menores a cuatro pisos.
- Sistemas DBF-100 se permiten en edificios de hasta ocho niveles y de hasta 12 pisos si las cargas gravitacionales aplicadas en trabes de crujeas contraventeadas es pequeña.

MacRae, *et al.* (2004) reportan un extenso estudio sobre la influencia de la rigidez de las columnas en la formación de pisos débiles en marcos de acero con contraventeo concéntrico. El estudio propone una metodología para evidenciar concentraciones de respuesta inelástica, a partir del número de niveles, la distribución vertical del cortante lateral resistente, la esbeltez de las columnas del primer nivel en relación con la rigidez lateral de los contravientos, y la ductilidad esperada por el edificio en estudio.

Marino y Nakashima (2005) llevaron a cabo un estudio paramétrico de marcos de acero con contraventeo chevrón en edificios regulares de cuatro, seis y ocho niveles, en los que se varió la ductilidad de diseño ($q = 2.5, 3.5, 4.5$ y 6) y las relaciones de esbeltez de los contravientos en relaciones ($\lambda = 36, 71, 107, 143$ y 178), siguiendo la propuesta de diseño del reglamento europeo. El estudio concluyó que, con excepción de los modelos con contravientos robustos, las distorsiones máximas de entrepiso muestran poca dependencia de la esbeltez de los contravientos cuando el factor de reducción por ductilidad es constante. Cuando se evalúan sus resultados en marcos momento – resistentes en edificios de altura menor a 26 metros, el estudio recomienda un factor de reducción por comportamiento no lineal para estos sistemas estructurales de $q = 3.5$, que igualmente es mayor que lo publicado en los reglamentos disponibles.

Tremblay y Poncet (2005) estudiaron modelos de varios niveles estructurados con marcos con contraventeo concéntrico con configuración en X diseñados con el Reglamento Canadiense (CNBC, 2005). El objetivo del estudio era evaluar los efectos de la irregularidad de masa y geométrica en el comportamiento de la estructura. Los modelos se analizaron en Drain-2DX ante diez acelerogramas escalados para un sismo de Vancouver con intervalos de 0.3 a 0.6g. La máxima distorsión registrada fue de 2.7% en un sexto nivel.

En una investigación realizada por el autor (Tapia 2005) se estudiaron edificios regulares estructurados con marcos de acero con contraventeo en configuración chevrón de 12 y 15 niveles sujetos a sismos. Los modelos, que se ubicaron en suelo blando, se diseñaron siguiendo las disposiciones del cuerpo principal del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y el apéndice normativo.

Los resultados sugieren una imperiosa necesidad de realizar una revisión integral de los criterios de las Normas Técnicas para el Diseño de este tipo de estructuras, debido a que se encontraron grandes reservas de resistencia lateral que lideran a las estructuras a comportarse en forma cuasi-elástica cuando son sometidas a acelerogramas típicos para la Zona del Lago en el Distrito Federal. Los mecanismos de colapso obtenidos de análisis no lineales ante carga estática monótona creciente son diferentes e incompatibles con los que se suponen en el reglamento desde la etapa de diseño.

Posteriormente, Marino *et al.* (2006) llevaron a cabo una investigación en marcos con contraventeo concéntrico tipo chevrón diseñados con la metodología del reglamento europeo (EC8). En el estudio demostraron que el uso de esta estructuración puede estar limitado por ser excesivamente conservador, ya que su resistencia lateral se basa enteramente en la resistencia al pandeo del contraviento en compresión sin considerar la aportación del contraviento en tensión, que la mayor parte de las veces sigue siendo elástica. Este efecto genera una reserva de resistencia muy evidente en contravientos esbeltos y proponen una metodología para evaluar la resistencia lateral considerando la carga post-pandeo del contraviento en compresión y la carga de fluencia por tensión.

Lacerte y Tremblay (2006) estudiaron la respuesta inelástica de edificios estructurados con marcos de acero con contravientos concéntrico en cruz. Los modelos, que son de 2, 4, 8 y 12 pisos, se diseñaron con el Reglamento Canadiense (CNBC-05 y CSA-S16-01). Esta versión considera que los factores de modificación por ductilidad y sobrerresistencia son iguales a $R_d = 3.0$ y $R_o = 1.2$. El estudio evidenció que marcos con contravientos en cruz de más de ocho niveles pueden experimentar deformaciones inelásticas significativas, que pueden guiar al colapso por inestabilidad dinámica.

Izvernari *et al.* (2007) modelaron en *Opensees* marcos usando el elemento no lineal viga – columna con una discretización en fibras de columnas, trabes y contravientos ante 20 acelerogramas (diez históricos y diez sintéticos). Los modelos se diseñaron conforme al Reglamento Canadiense (CNBC, 2005) como marcos de ductilidad limitada y marcos dúctiles. Las trabes y columnas se modelaron usando 2x10 fibras, mientras que los contravientos consideraron 10x10 fibras. En los contravientos se consideró una imperfección de los contravientos igual a $L/500$, donde L es la longitud de los contravientos. Obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La disminución de la esbeltez en marcos dúctiles con contraventeo concéntrico presenta una respuesta similar a los marcos con contraventeo restringido al pandeo (BRBF–Buckling Restrained Braced Frames), porque la disminución de la esbeltez minimiza la diferencia entre el pandeo del contraviento y la capacidad de fluencia.
- El rendimiento de marcos con contravientos en cruz es similar a los contravientos en V invertida (tipo Chevrón).
- *Opensees* es una buena plataforma para el modelado de este sistema estructural.

Karavasilis *et al.* (2007) realizaron un estudio de más de 100 edificios estructurados con marcos de acero con contravientos en configuración en cruz que fueron sujetos a 30 acelerogramas. Los registros fueron escalados para conducir a las estructuras a distintos niveles de deformación inelástica.

Los resultados indican que la cantidad de niveles, el periodo de vibración, la relación de esbeltez de los contravientos y la rigidez de las columnas influyen fuertemente en la amplitud y distribución en la altura de la respuesta inelástica. El estudio discute con detalle la incertidumbre asociada a la variabilidad de los registros, y propone una metodología para evaluar el comportamiento de estructuras existentes y el control de la deformación en el diseño sísmico de estructuras nuevas.

Estudios experimentales

Tremblay (2002) basado en pruebas experimentales del comportamiento de una relación empírica de predecir los ciclos de fractura ante cargas cíclicas en contravientos de sección cajón calibrada en seis pruebas experimentales independientes con distintos vectores de carga y secciones transversales. La ductilidad total en la fractura, medida en términos de la máxima ductilidad en tensión y compresión, resultó ser función de la relación de esbeltez de los contravientos en una ecuación lineal. En una publicación posterior (Tremblay, 2003), propone una relación para determinar la máxima rotación antes de la fractura del contraviento en función del ancho y espesor de los contravientos.

Chambers y Ernst (2005) realizaron un extenso reporte de investigación para la Universidad de Utah de pruebas experimentales del comportamiento de las placas de conexión en marcos contraventeados, que incluye reportes de investigaciones recientes y pruebas experimentales dirigidos en la misma universidad.

En el estudio se probaron cuatro contravientos unidos con placas de 3/8" (0.95 cm) y 1/4" (0.64 cm), con y sin restricción al pandeo bajo cargas cíclicas. Demostraron que la capacidad de las conexiones se incrementa entre un 19.1% a un 15.4% si se incluye el atiesador de la placa de conexión que evite el pandeo. El efecto del refuerzo en las placas de conexión fue muy significativo en absorción de energía en los ciclos de compresión de los experimentos, pero no se observó su influencia en los ciclos de tensión.

Los autores recomiendan para el diseño de las placas de conexión determinar el esfuerzo Von Mises y el máximo esfuerzo principal considerando el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal con cargas factorizadas para compararlos contra $0.9F_y$ y contra $0.75F_u$ respectivamente. Además, recomiendan que si el 10% o menos del ancho de Withmore se extiende dentro la columna o la trabe, se debe considerar el ancho de Withmore completo para determinar la capacidad resistente de la conexión. En cambio, cuando el 10% del ancho de Withmore esté dentro de la columna o la trabe, la resistencia de la placa no será regida por su fluencia o pandeo.

Haddad y Tremblay (2006) realizaron pruebas experimentales de contravientos de sección transversal en cajón unidos con soldadura de ranura a las placas de conexión. En el estudio se exploran diferentes estrategias de diseño para prevenir la fractura de la sección neta y desarrollar la capacidad tensión de los contravientos, así como el diseño de conexiones con pandeo de contravientos en el plano y fuera del plano. Además de las pruebas experimentales bajo cargas monotónicas y cíclicas cuasi-estáticas, se estudió la respuesta de los contravientos en detallados modelos de elemento finito.

El estudio determinó que las conexiones no reforzadas son más propensas a la fractura prematura bajo cargas de tensión, especialmente cuando se existen defectos en el corte de las paredes de los tubos. No se observó diferencia en la respuesta inelástica entre las conexiones diseñadas para que el pandeo del contraviento fuera del plano o dentro del plano.

De acuerdo con los análisis de elemento finito, el comportamiento del contraviento cuando se considera una separación de dos veces el espesor de la placa entre el borde del contraviento y la placa de conexión tiene respuesta similar que cuando no se satisface este

requisito, por lo que esta dimensión podría no ser necesaria para obtener una respuesta sísmica satisfactoria.

Se obtuvieron conclusiones similares de la investigación dirigida por Sang - Whan *et al* (2007), que ensayaron 11 contravientos con relaciones w/t entre 8 a 28. Los contravientos se propusieron ranurados en sus extremos en la unión a las placas de conexión. Conforme al estudio, se presenta una menor deformación y menor capacidad de disipación de energía asociada a la fractura prematura cuando los contravientos tienen proporciones ancho – espesor menores a $w/t < 14$. La investigación presenta una ecuación de diseño para determinar la resistencia que previene la fractura temprana en la placa de conexión del contraviento en marcos de acero dúctiles en función del área neta, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último. La ecuación se calibró con pruebas experimentales y se comparó con las disposiciones del AISC – LRFD y el EuroCode 3.

Guilini-Charette (2009) estudió los efectos de los movimientos sísmicos en estructuras con marcos con contraventeados modelados en *Opensees* con un factor de reducción por ductilidad igual a $R_d= 1.5$ y por sobrerresistencia igual a $R_o= 1.3$. Guilini-Charette estudió dos edificios que mostraban límites de deformación cercanos a los obtenidos de pruebas experimentales.

El estudio se complementó con pruebas experimentales de conexiones que tenían como objetivo identificar, para diferentes tipos de conexiones de contravientos en al nodo trabe - columna, el modo de ruptura que resultara más dúctil. Se demostró que la conexión atornillada donde el modo de ruptura queda regido por la presión diametral alrededor de los tornillos es la conexión más dúctil.

Una segunda etapa, consistió en probar estas conexiones atornilladas ante cargas monótonas y cargas cíclicas con diferentes geometrías y especificaciones. Con sus observaciones, se determinó el punto de ruptura y la tasa de pérdida de resistencia asociada a ese punto. Las pruebas demostraron que la deformación obtenida en un extremo del contraviento se puede aumentar en un 25% si se considera una misma configuración de tornillos paralelos a la carga en el otro extremo de la diagonal.

Fell *et al.* (2010) realizaron estudios experimentales de contravientos de acero sujetos a distintas condiciones de carga sísmica. Las pruebas incluyeron secciones cajón, tubulares y vigas I para determinar los efectos de distintas geometrías y materiales en la ductilidad del elemento. Los diecinueve especímenes ensayados tenían una proporción de 2/3 de la escala real y estaban unidos al apoyo con placas de conexión para representar su flexibilidad.

Los resultados denotan la importancia de predecir la localización y el instante de una fractura en los contravientos sometidos a cargas cíclicas. A partir de estos resultados y de una serie de estudios analíticos con elemento finito y elementos modelados con fibras en *Opensees*, se enuncia una metodología para preceder la fractura del contraviento aplicable a distintos tipos de sección transversal, condiciones de carga y tipos de material.

Publicaciones derivadas

Publicaciones nacionales

- [1] Tapia E. y A. Tena (2007), “Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en edificios regulares en zonas sísmicas”. *Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Ixtapa, Guerrero, México. CDRom, noviembre.
- [2] Tapia E. y A. Tena (2008), “Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico”. *Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Veracruz, Veracruz, México. CDRom, noviembre.
- [3] Tapia E. y A. Tena (2009), “Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo concéntrico”. *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla, México. CDRom, noviembre.
- [4] Tapia E; R. Tremblay; A. Tena; C. Izvernari y M. Lacerte, (2009), “Estudio de la axialización de columnas en marcos de acero con contraventeo concéntrico en suelo firme”. *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Puebla, Puebla, México. CDRom, noviembre.
- [5] Tapia E. y A. Tena (2010), “Estudio comparativo de las previsiones sísmicas de edificios estructurados con marcos de acero”. *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, México. CDRom, noviembre.
- [6] Godínez D. Eber A., Edgar Tapia H. y Arturo Tena C. (2011), “Actualización de los criterios de diseño sísmico del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado y de acero estructural con contravientos metálicos”. *Reporte de investigación UAM-A/DMAE-2011/01*. Universidad Autónoma Metropolitana para la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal bajo el Convenio CT/11/10. México, D.F. Enero.
- [7] Tapia E. y A. Tena (2011), “Demandas de rigidez lateral en marcos de acero contraventeados en suelo blando”. *Enviado para su posible publicación en Memorias, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Aguascalientes, Ags.

Publicaciones internacionales

- [1] Tapia-Hernández, E. y A. Tena-Colunga (2008), "Behavior of regular steel moment resisting concentrically braced frames (MRCDBFs) in seismic zones". *Memorias, XIV Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*. Beijing, China. Artículo 05-05-0008, CDRom, octubre.
- [2] Tapia-Hernández, E. y A. Tena-Colunga (2010), "Seismic Behavior of Code-designed steel moment resisting concentrically braced frames in soft soils". *Memorias, 9th United States National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Toronto, Canada. CDRom, julio.

Revistas arbitradas

- [1] Tapia E. y A. Tena (2010), "Observaciones sobre criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero". *Revista internacional de Ingeniería de Estructuras*. Escuela Politécnica del Ejército. Volumen 15. No. 2. Quito, Ecuador. Diciembre, pp. 157 – 180.
- [2] Tapia E. y A. Tena (2011), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón", *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 84, pp. 47-68. México, Distrito Federal.
- [3] Tapia E. y A. Tena-Colunga A. (2011), "Nonlinear behavior of code-designed regular steel moment resisting concentrically braced frames (MRCBFs)", *enviado para posible publicación en Engineering Structures*.

Behavior of regular steel buildings structured with MRCBF in soft soils

Thirteen steel regular building structures with concentrically braced steel frames were designed following Mexico's Federal District Code (MFDC-04) for soft soil sites (zone *IIIb*) and a seismic response modification factor $Q=3$, the maximum allowed for these structures (Fig 1). Their heights varied from 4 to 16 stories

According to the seismic provisions of Mexico's Federal District Code (MFDC-04), a ductile braced frame should be analyzed considering that the frames should be able to resist at least 50% of the seismic shear force without counting the bracing system contribution. In addition, in the design premises it is assumed that a consistent strong column – weak beam – weaker brace collapse mechanism will be achieved by following all code recommendations for the design and detailing of the steel elements.

MRCBFs were designed for different lateral shear strength balances between the bracing system itself and the corresponding columns of the moment frames. At least three different shear strength balances were considered for each building height as depicted in Figure 2. Structures were analyzed according to the design spectrum of what it is known as the “main body” of MFDC-04, which it is already reduced for overstrength in a somewhat obscure way.

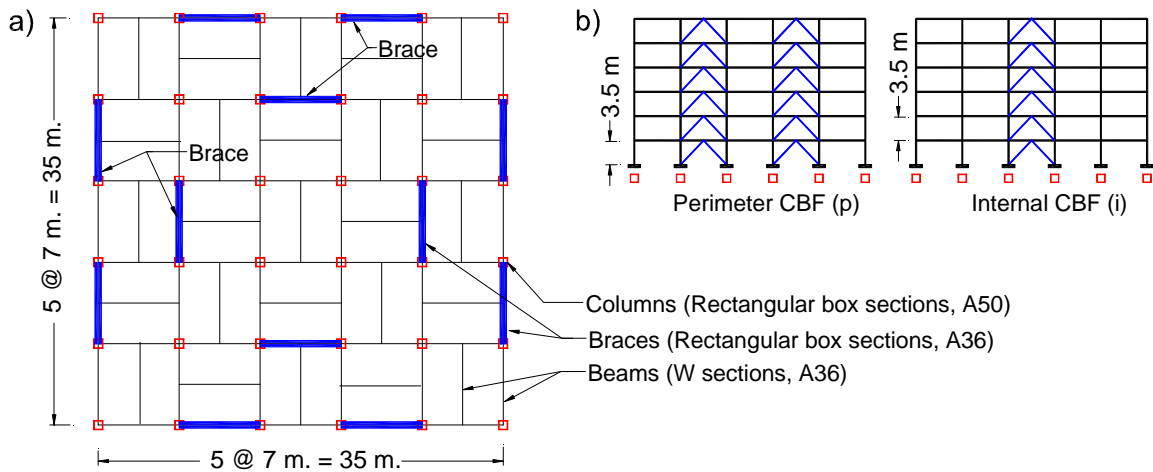


Figure 1. Buildings studied: a) Typical floor plan view; b) CBF elevations.

First stage of the research

In order to study final collapse mechanisms and inelastic demands sequences, pushover analyses were carried out using the Drain2DX computer program. It was observed that for low-rise models, the inelastic response started with incipient buckling for braces under compression which reasonably agreed with the initial assumptions of MFDC-04. However, the collapse mechanism changed as models become taller. In addition to plastic hinges at beams, some plastic hinges developed at columns ends, particularly for sixteen story models. Thus, the collapse mechanism is somewhat different from the one assumed in the design process.

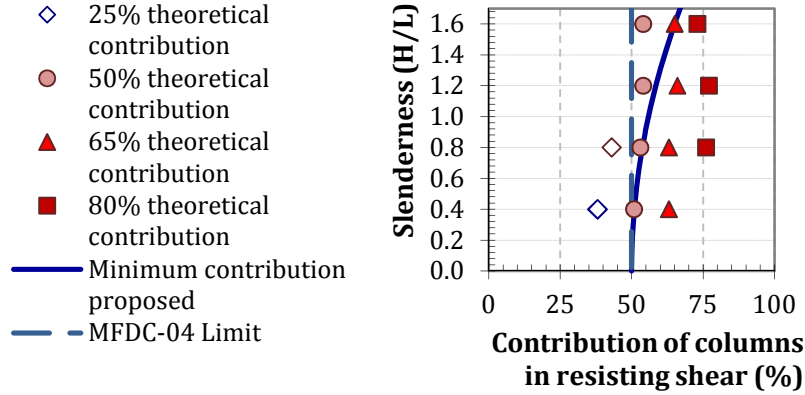


Figure 2. Models under study

The analysis of the obtained results suggested that a relationship exist between the building height and the lateral shear strength ratio with the developed collapse mechanism. Therefore, a design strategy is proposed to define the minimum shear strength ratio for the resisting columns of the moment frames to have a consistent collapse mechanism (to favor a ductile behavior). It can be roughly assessed as:

$$\frac{V_{R\ Col}}{V_{R\ Total}} \geq 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{F_{y\ Col}}{F_{y\ Diag}}} \quad (1)$$

where H is the height of the building, B is the dimension of the building in plan in the direction of interest, $F_{y\ Brace}$ is the yielding strength for the braces and $F_{y\ Col}$ is the yielding strength for the columns. The proposed curve given in Eq. 1 is compared versus the studied models in Figure 2, taken into account that A50 steel was used in columns and A36 steel in braces. It is worth noting that if both elements would have been made with the same steel, the proposed limit would be smaller, considering the possibility that the columns could start yielding first.

Bilinear elasto-plastic curves were developed from pushover curves obtained from nonlinear analyses. Thus, it is possible to define two different ductility magnitudes: one related with actual drifts at first yielding δ_{fy} , obtained directly from the computed pushover curves, and another theoretical ductility considering drifts at yielding δ_y of the equivalent elastic-perfectly-plastic curve.

A maximum service drift limit equal to $\delta_{y\ perm} = 0.004h$ is proposed in MFDC-04 when the main structural system is properly separated from non-structural components. The collapse prevention drift limit defined in MFDC-04 for ductile braced frames is $\delta_{f\ perm} = 0.015h$, where h is the interstory height. Average drifts at first yielding $\delta_{fy\ av}$ obtained from pushover curves are compared with MFDC-04 service drift limit $\delta_{y\ perm}$ in Figure 2a. Average drifts at yielding δ_y and average ultimate drifts obtained from the elasto-plastic curves are compared with MFDC-04 limits in Figure 2b and Figure 2c respectively.

Global ductility μ_g (average drift computed from the roof displacement over the height of the structure), average interstory ductility (μ_i) and the average of both (μ_{av}) were defined from pushover curves and bilinear curves. First story results and interstory results with elastic behavior were excluded to assess average interstory ductility (μ_i). Models that do not meet the minimum shear contribution for the columns (50%) for ductile MRCFs, as defined in MFDC-04, presented a near-elastic behavior ($\mu \approx 1$, Fig. 3). Given that drifts at first yielding δ_{fy} from actual pushover curves are smaller than drifts at yielding δ_y for elastic-perfectly-plastic curves. The theoretical ductility (μ_y)

reaches its highest magnitude (up to $\mu=6$) when considering drifts at first yielding. In both cases, a strong relationship between ductility, the building height and the shear contribution of columns was found.

From pushover curves (Fig. 3a) the ductility capacity μ_y for low-rise models that meet the minimum requirement of MFDC-04 for MRCBFs (50% shear contribution for columns) correlated well with the design ductility proposed $\mu=3$. Nevertheless, different results were obtained when the ductility capacity (μ_y) from design-oriented elastic-plastic curves are considered. It can also be observed that the assessed ductility (deformation capacity) decreases as the number of stories increases.

Considering the results obtained in this research, an improved equation to assess the ductility modification factor is proposed as a function of the model slenderness H/B (Eq. 2). Here, H is the building height and B the smallest dimension of the building at its base.

$$\left. \begin{array}{ll} \text{If } H/B \leq 1.0 & Q = 3 \\ \text{If } 1.0 < H/B \leq 1.6 & Q = 3 - \frac{5}{3} \left(\frac{H}{B} - 1 \right) \\ \text{If } 1.6 < H/B & Q = 2 \end{array} \right\} \quad (2)$$

The proposed ductility factor and some international codes criteria is shown as a relative design load in Fig. 4, whereas the proposed equation is compared in Fig. 5 with the ductility capacities computed for the studied models in relationship with the slenderness ratio H/B for the models.

A strong relationship between the overstrength and the lateral shear contribution of resisting columns is noticed. It can be observed that, as a consequence of the capacity design process and the member typification previously described, braces are designed more tightly whereas columns are over-designed, particularly as the lateral shear contribution for the columns increase.

The assessed overstrength capacities are always larger than the values proposed in available building codes (Fig. 7). There was not found a relationship between the overstrength and the building height or the percentage of the lateral shear resisted by the columns. Graphics exclude models that do not meet the minimum lateral shear contribution for the columns of 50%, which developed a brittle failure mechanism with practically null overstrength.

In order to establish a conservative proposal to assess reasonable overstrength loads reduction factors in CBF a criterion was adopted from the average obtained in the analysis. The proposal (Eq. 3) most used the followings values: $R_0=4.5$ and $\alpha=1.0$ for MRCBFs. T_a is the initial period that defines the plateau of the design spectrum in relationship of the ground period T_g .

Thus, proposed equations allows one to use an overstrength factor $R= \Omega= 5.5$ and a higher ductility factor (in agreement with the proposed criterion for the ductility factor) in low to medium-rise structures, and an overstrength factor $R= \Omega= 4.5$ for taller buildings. The proposed equations are also plotted in Figure 13.

$$\left. \begin{array}{ll} \text{If } T \leq T_a & R = R_0 + \alpha(1 - \sqrt{T/T_a}) \\ \text{If } T > T_a & R = R_0 \end{array} \right\} \quad (3)$$

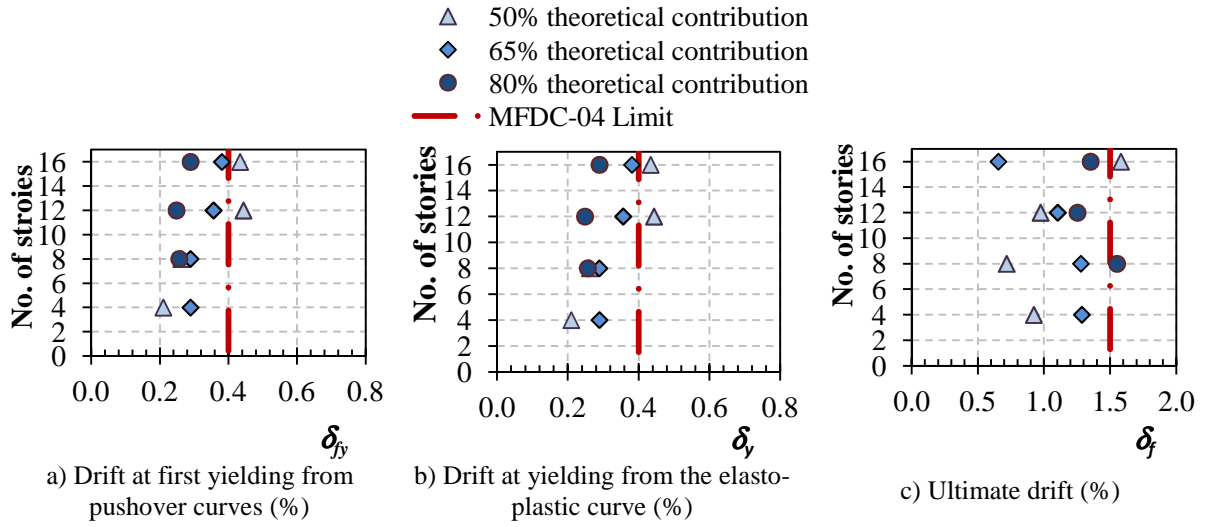


Figure 2. Drifts obtained in function of the number of stories of the studied models.

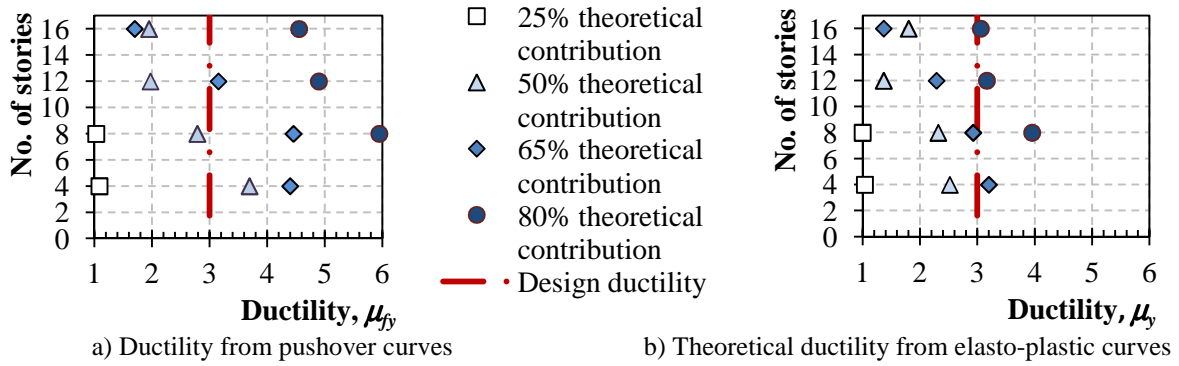


Figure 3. Assessed ductility in relationship to the number of stories of the studied models

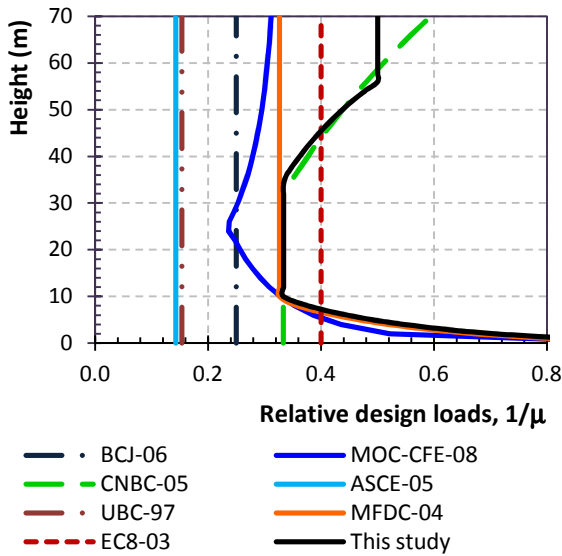


Figure 4. Relative CBF design loads

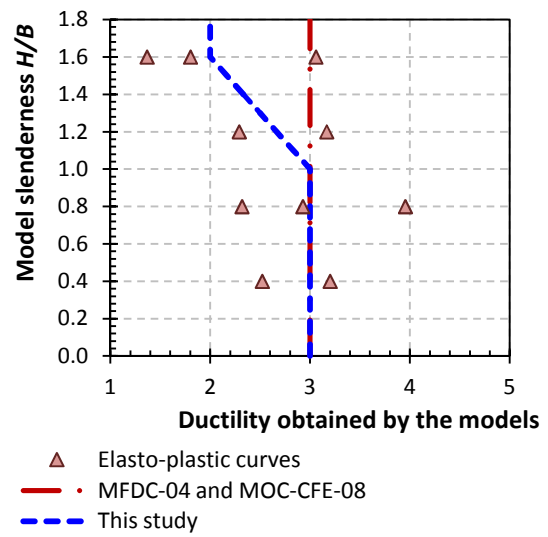


Figure 5. Ductility obtained by the models

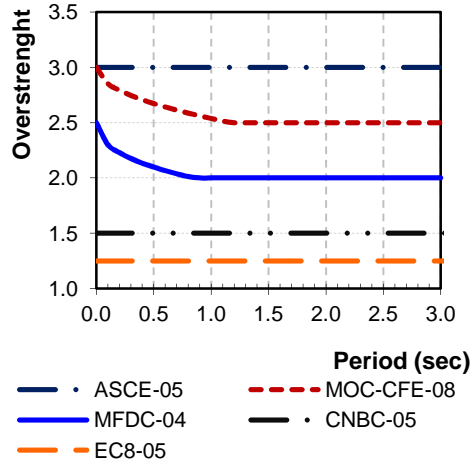


Figure 6. Overstrength factor according to some international codes

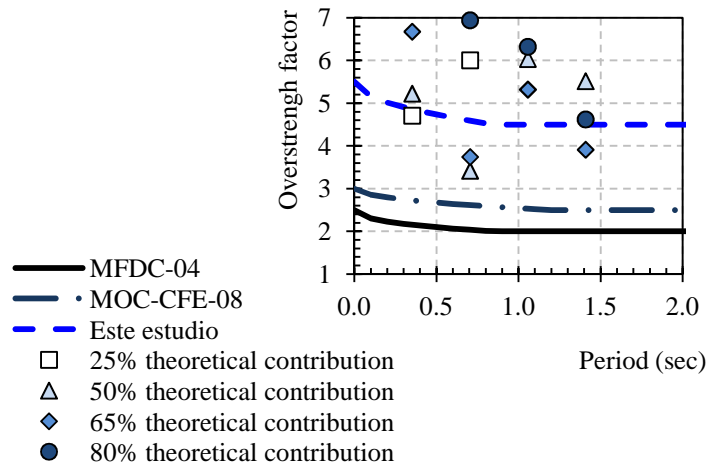


Figure 7. Comparison of the overstrength assessed and the one obtained from equations proposed in Mexican codes

Proposed design strategy

The proposed design methodology to MRCBFs is schematically explained with the help of Figure 8. As it can be noticed, the minimum lateral shear that the columns of the frame must resist in relationship to the bracing system should be determinate first. According to the results of the analyzed buildings, the fundamental period for pre-design purposes could be estimated as $T = 0.08n$, where n is the number of the building's stories.

On the pre-design stage, each brace shall be designed to resist the axial load obtained from the projection of the minimum lateral shear that must resist the bracing system. Also, they must meet the maximum slenderness ratio (equal to $kL/r < 167$ for steel A-36, according to MFDC-04) and meet the limits of width to thickness ratio to be considered as compact section. When necessary, the effective length could be calculated as $0.709L$ (Tremblay 2008).

Beams shall resist bending moments due to gravity loads assuming no vertical support is provided by braces and they shall be designed to resist a punctual load equal to $P_y + 0.3P_c$ (representing the estimated loads of the bracing members). Also, they shall be continuous between columns and have both top and bottom flanges laterally braced at the brace connection.

Columns shall be designed to resist the bending due determined lateral shear force balance. Also, columns in braced bays shall be designed to resist the axial load associated to the yielding or buckling of the braces, following equation 4, where P_g is the gravitation load, P_f is the bracing load and f_i is a reduction factor determinate by the equation 5.

$$P_k = P_g + \text{sen } \theta \sum_{n=i}^i [P_f f_i] \quad (4)$$

$$f_i = 1 - \frac{(S_i - S_n)^2}{0.9 S_i (S_t - S_n)} \quad (5)$$

The reduction factor f_i tries to evaluate the percentage of the total yielding (buckling) load that must be considered in the column's axial load design, where S_t is total number of stories, S_n is the story where the column's axial load is calculated and S_i is the story where the brace's load reduction factor is determinate. All columns shall be continue, be designed with a constant cross-

section over a minimum of two stories, and their sections shall be compact.

The bending strength balance in the beam – column joint shall meet equation 6, where M_{pv} is the plastic moment resistance of the beams, M_{pc} is the plastic moment resistance of the columns and α is a coefficient equal to 1.2 for MRCBFs.

$$\sum M_{pv} \leq \alpha \sum M_{pc} \quad (6)$$

The factored resistance of brace connections shall resist the loads of analyses and both tension and compressive resistance of the bracing members. The compression design shall be calculated considering a gusset plate average length and the Withmore area, as shown in Figure 9.

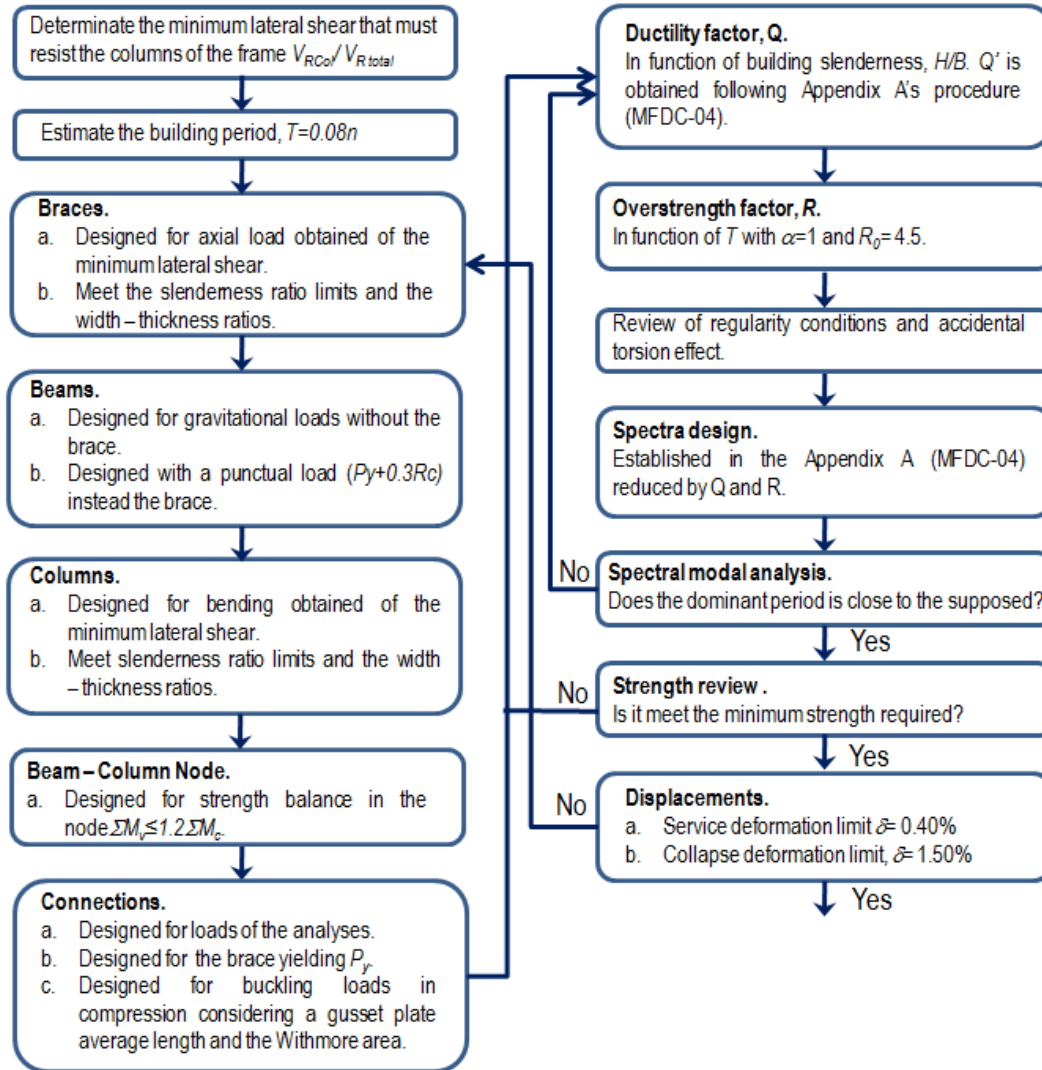


Figura 8. Proposed design methodology of ductile moment resisting braced frames

The seismic load reduction factors (Q and R) shall be determinate according to the equations proposed. It must be checked that the columns contribution is at least the minimum lateral shear pretended considering the final cross – sections in braces, beams and columns.

The second stage of the research considered the design of three medium rise buildings with the proposed improved methodology that includes the proposed design parameters. Their effectiveness was assessed with nonlinear time-history analyses of representative models using acceleration records related to the corresponding design spectrum of MFDC-04. Buildings having 10-, 14- and 18-stories were evaluated with the same configuration considered in the first part of the research (Fig 1). Subject buildings were located in soft soil with a ground period equal to $T_g = 1.05$ sec (subzone IIIa) and $T_a = 0.558$ sec, according to MFDC-04.

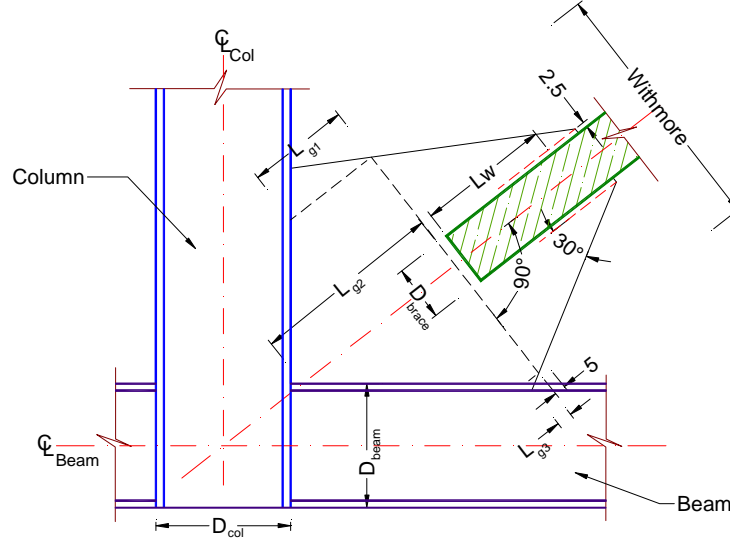


Figure 9. Geometrical considerations in the beam to column joint.

Nonlinear dynamic analyses of structures were performed with the *OpenSees* computer program. For simplicity, all the members of the model could be arranged in a 2D representation. Each brace was modeled using nonlinear beam-column elements with a fibre discretization of the cross-section with eight elements having 4 integration points, as shown in Figure 10. Rigid beam elements were used at the brace ends to simulate the size of the designed gusset plates with the zero-length rotational elements to reproduce the out-of plane bending stiffness and hysteretic behaviour of the gusset plates upon brace buckling. Further details and validation of this modeling technique can be found in Izvernari (2007) and Guillini-Charette (2009).

The cross – section of beams were divided in three rectangular patches: two for the flanges and one for the web. Patches were discretized into fibres with quadrilateral shapes both for the web and the flanges following the results of a parametric study developed in Izvernari (2007). Nonlinear beam – column elements were used in beams of the braced bays, whereas beam with hinges elements were used for the rest of the modeling beams.

Finally, the columns were modeled using nonlinear beam-column elements with a fibre discretization with eight elements at the brace, as shown in Figure 10b.

Through 292 certified laboratory coupon tests of steel samples available in the Mexican market, a better reference of the real yielding steel stress was obtained. The available samples were angles, HSS and plates with thickness between $t = 0.406$ (3/16”) to $t = 6.25$ cm (2.5”), where 92.3% were from the national production and the other 7.7% came from China and the USA.

The results indicate that the average material overstrength is around 1.29 for sections made of A36 steel, that means that the real yielding stress is around $f_{y \text{ real}} = 1.29 f_{y \text{ nominal}} = 320$ MPa. According to the results, for sections made of A50 steel, the average material overstrength is 1.23, so the real yielding stress is equal to $f_{y \text{ real}} = 1.23 f_{y \text{ nominal}} = 424$ MPa. Based on these results, two

different nonlinear models were developed for each building height: one with the theoretical nominal stresses and another one considering the material overstrength.

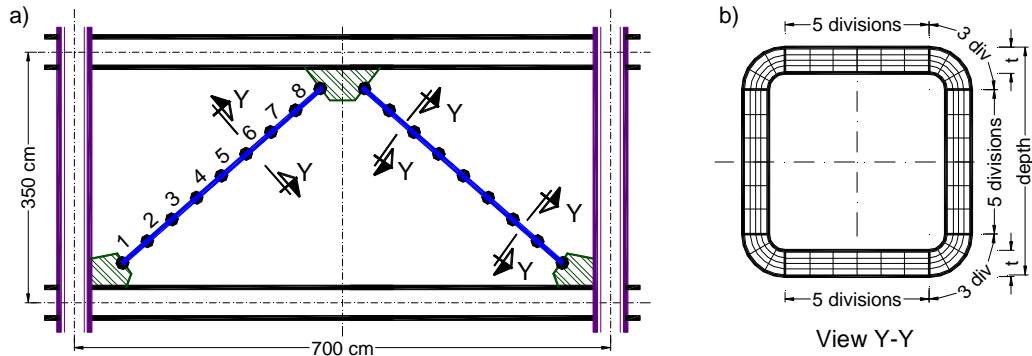


Figure 10. a) Discretización along the brace and b) Brace fibre discretization of the cross-section

Evaluation of the proposed methodology

Pushover analyses were carried out in order to evaluate the seismic behavior of the buildings and to calibrate the proposal methodology and dynamic analyses were carried out to determine the global performance of the buildings under ten selected earthquake ground artificial motions as is reported in following sections.

The drift concentration factor (DCF) is used to evaluate the structure capacity to mitigate the soft story mechanism and to mobilize the energy dissipation capacity of the structure (Izvernari *et al.*, 2007). It corresponds to the ratio between the maximum peak story drift angle along the building height and the peak overall roof deformation angle. A value of DCF close to 1.0 indicates that all floors are equally deformed and the story deformations are comparable to the average deformation of the building, which means there is no soft story. Expressions to predict the DCF values for multi-storey buildings with continuous columns were proposed in past research by McRae *et al.* (2004) and Miranda (1999) (Izvernari 2007).

In Figure 11, the peak deformation factor by interstory is reported and DCFs calculate according to each prediction procedure for each building. For all the models, peak demand is related to the interstory around the mid-height building. As can be noticed, the predicted values for the studied buildings are bigger than the values obtained from analyses, which means models have less tendency to develop soft stories.

The obtained average of the drift at the first yielding shows a slight tendency with the building's height. Nevertheless, in all models, this tendency is close to the Mexican Code's limit equal to 0.4%, therefore, this deformation limit seems adequate.

Ultimate drifts do not show a clear tendency. In all the cases, the average is quite smaller than the Code's limit (1.5%). Considering these results, the developed ductility for each building's height is reported in Figure 12, which includes the pretended ductility on the elastic design stage.

Bilinear curves were developed from pushover global curves (roof displacement over the height of the structure), which are usually considered by building codes. Thus, it was possible to define two different behavior characteristics: one related directly from the computed pushover curves (Table 1) and another theoretical considering the equivalent elastic-perfectly-plastic curve (Table 2). The idealized bilinear curve was determinate with the building elastic stiffness and the post-yielding stiffness, which took into account a conservative criterion, as it can be noticed.

The models analyzed considering overstrength (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* and *Ch18_69a*)

developed less ductility than models analyzed with the nominal strength (Tables 1 and 2). Therefore, if the overstrength material is ignored, structures could be analyzed for a bigger ductility capacity than the structure could really develop. The tendencies of the ductility capacities show the same relationship with the building's height as obtained in the first stage of this research.

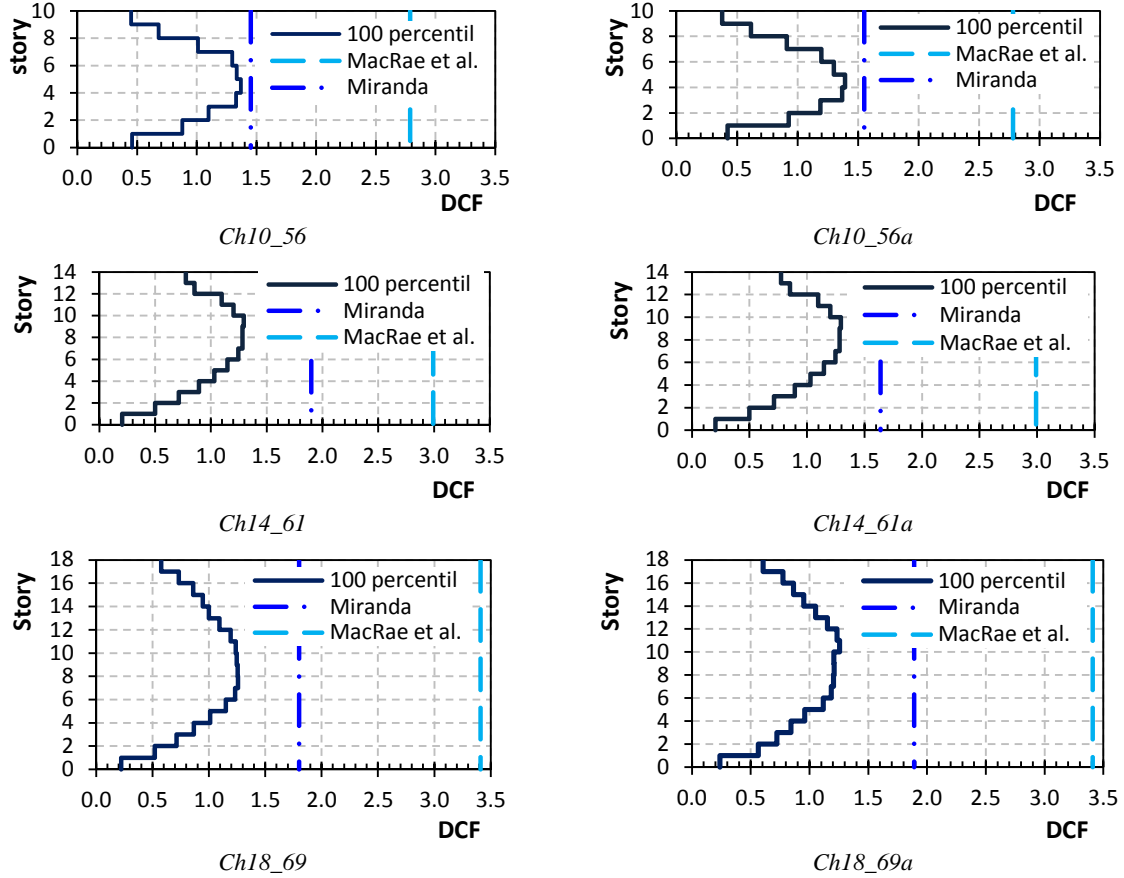


Figure 11. Drift Concentration Factor (DCF) in 10-, 14- and 18-story buildings

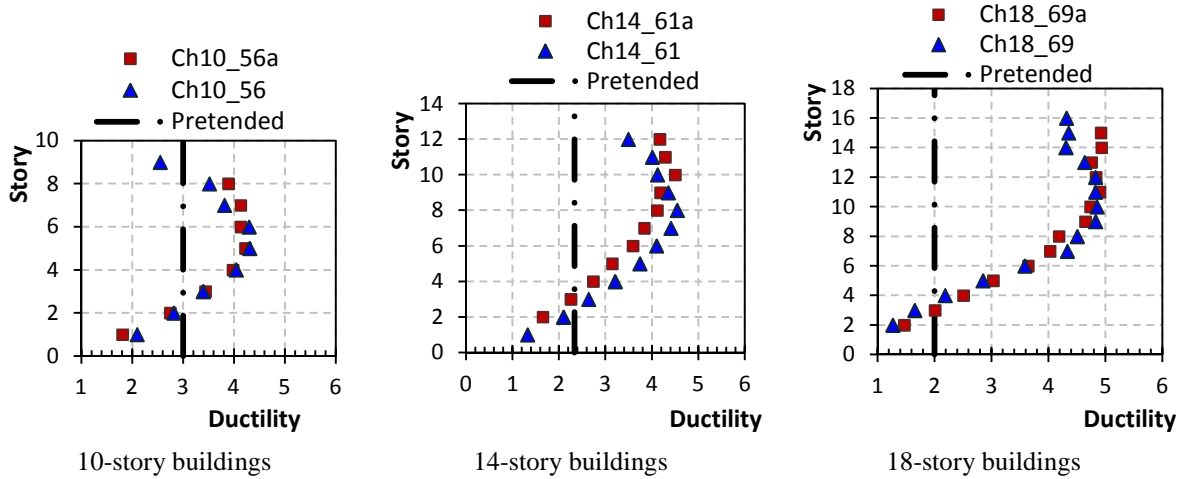


Figure 12. Developed ductility by the studied models

Table 1. Characteristics of computed pushover curves

Model	<i>Ch10_56</i>	<i>Ch10_56a</i>	<i>Ch14_61</i>	<i>Ch14_61a</i>	<i>Ch18_69</i>	<i>Ch18_69a</i>
Yielding drift (%)	0.171	0.186	0.174	0.184	0.183	0.199
Ultimate drift (%)	1.429	1.486	1.394	1.410	1.413	1.468
Yielding shear, V_y/W	0.150	0.129	0.221	0.221	0.144	0.216
Ultimate shear, V_u/W	0.776	0.774	0.712	0.815	0.847	0.887
Ductility, Q	8.332	8.005	8.033	7.675	7.740	7.394
Overstrength, R	5.182	5.978	3.217	3.682	5.866	4.098

Table 2. Characteristics of bilinear curves

Model	<i>Ch10_56</i>	<i>Ch10_56a</i>	<i>Ch14_61</i>	<i>Ch14_61a</i>	<i>Ch18_69</i>	<i>Ch18_69a</i>
Yielding drift (%)	0.186	0.197	0.184	0.194	0.190	0.205
Ultimate drift (%)	1.429	1.486	1.394	1.410	1.413	1.468
Yielding shear, V_y/W	0.210	0.196	0.202	0.182	0.261	0.253
Ultimate shear, V_u/W	0.776	0.774	0.712	0.815	0.847	0.887
Ductility, Q	7.691	7.552	7.587	7.271	7.443	7.178
Overstrength, R	3.702	3.940	3.526	4.477	3.238	3.504

Despite that the magnitude of the overstrength obtained do not follow a clear tendency, the results demonstrate that the overstrength reduction factor established in current codes are not completely representative of the overstrength that could be developed in MRCBFs. The average of the obtained overstrength was $R=4.6$, close to the factor proposed in this research equal to $R=4.5$.

Collapse mechanisms for the six studied models agreed reasonably well with the initial assumptions of strong column – weak beam -weaker brace, with a good distribution of the inelastic demand along the height. Top stories present practically an elastic behavior, whereas peak story drift are developed at the middle stories. Brace buckling in compression is developed. Null damage in columns is also noticed, with exception of the first floor.

A ductility demand spectra relates peak displacement ductility demands with structural periods of nonlinear single degree of freedom systems with given yield strengths. The main difference between a ductility demand spectra and a constant strength response spectrum is fixed rather than the displacement ductility (Tena-Colunga 2001).

Thus, once the lateral strength and the structure period were determined, it can be identified the ground motions records which will develop in the subject structures the highest demands for a pre-established strength capacity. Then, the elastic stiffness and post-yielding stiffness were calculate from the global bilinear curves, in order to obtain the ductility demand spectra of ten artificial ground motion for each studied model.

In Figure 13 the elastic response spectra of each record is compared with the design spectrum according to the MFDC-04 (subzone *IIIa* with a ground period $T_g=1.05$ sec). It can be observed in this graph that synthetic records represent reasonably well with the seismic hazard established in the Mexican Code.

As example of the computed ductility demand spectra, the spectra for the 14-stories building is depicted in Figure 14 (model *Ch14_61a*).

Results of Nonlinear Dynamic Analyses

In this section, the results of nonlinear dynamic analyses of the six models under the ten records set are presented. In the hysteretic curves, lower stories are associated to the highest

demands, and despite that upper stories show a practically elastic behavior, the models reach a uniform distribution of yielding within the height. In Figure 15, accumulated plastic hinges in columns and beams and the accumulated shortening or extension in braces are shown for the *Ch14_61a* model. The hinges or shortening and extensions are presented in a color scale normalized in relationship with the maximum recorded value along the analysis.

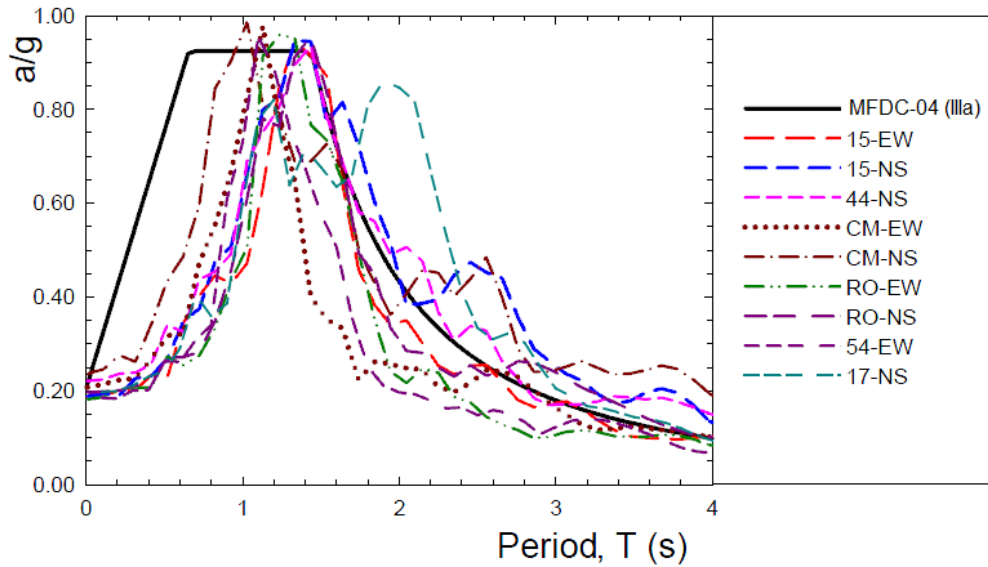


Figure 13. Response spectra of the artificial records and the elastic design spectrum (adapted from Godínez 2010)

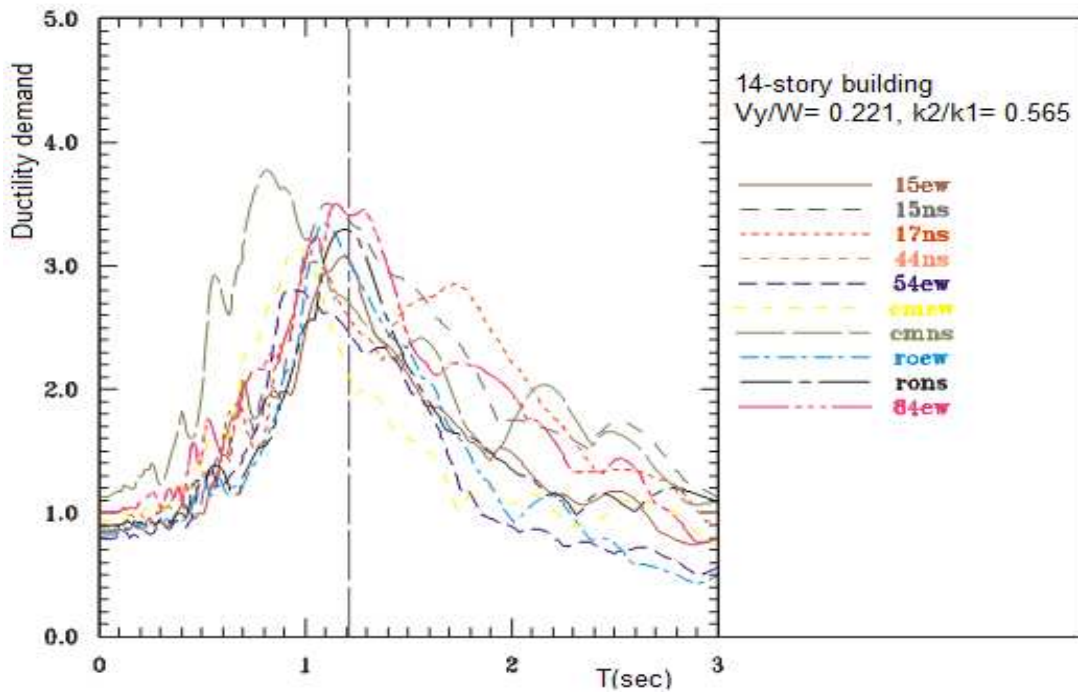


Figure 14. Ductility demand spectra for model *Ch14_61a*

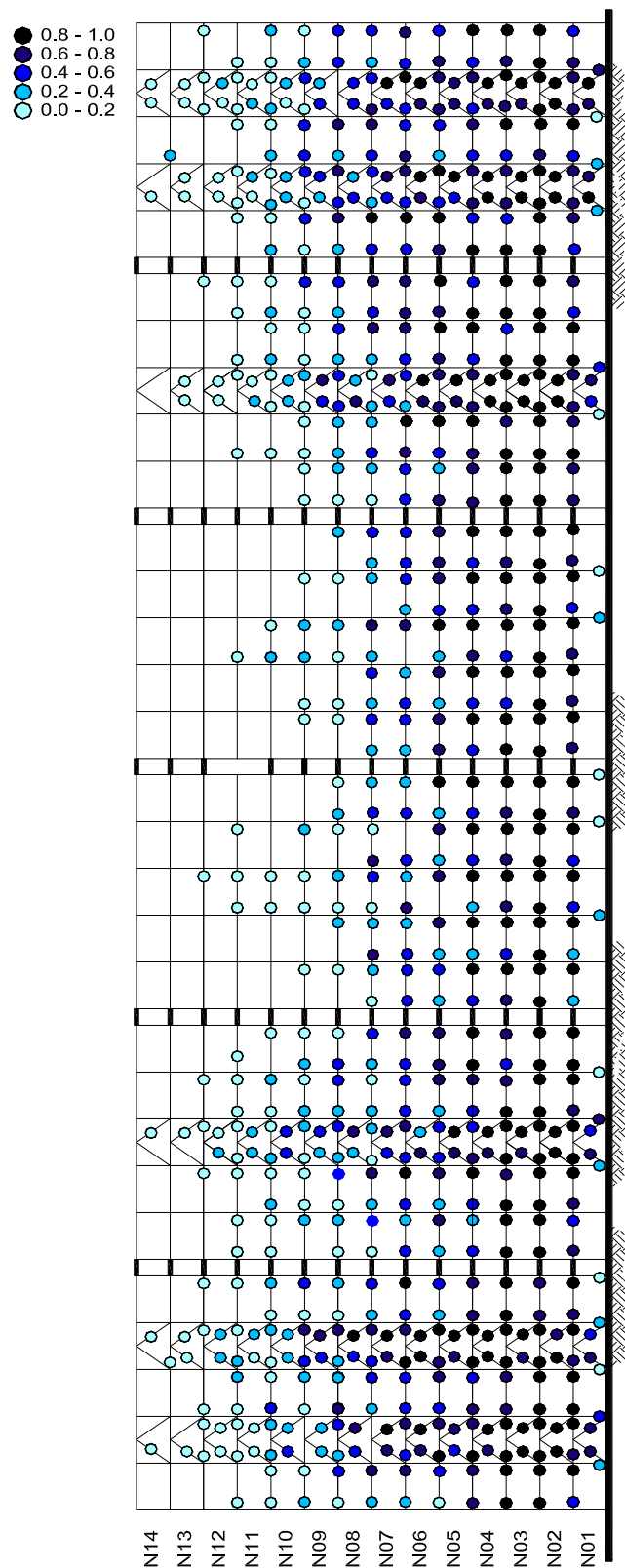


Figure 15. Accumulated hinges and extension or shortening in *Ch14_61a* model along record 44ns

Biggest deformations and more elements with inelastic behavior were obtained in the models analyzed without the material overstrength, as it was expected. However, the results of the models which take into account the overstrength material (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* and *Ch18_69a*) are considered more representative and they are presented in the following sections in order to evaluate current code's criteria.

Along the dynamic analyses for the ten different records, the first yielding in braces, beams or columns for each story was determined in order to assess the associated drift. The average of the yielding interstory drifts, the peak interstory drift at yielding, and the yielding drift at design stage are presented. Despite that developed deformations are bigger than the service deformation limit (0.4%) in some stories, the average of 314 drifts at yielding for the three models under study is 0.37%, so the code drift limit seems adequate.

In general, design drift envelope the average of peak dynamic drifts. Despite peak drifts at the lower stories are larger than drifts at the design stage; in all studied models, all drifts meet the collapse drift limit (1.5%).

The response envelope for the ductility reached by the models is depicted in Figure 16 from two perspectives: the developed story ductility and the global ductility (considering the roof deformation and the building height). The ductility pretended by the proposed methodology is also included ($Q= 3.0$ for the 10-storey model, $Q= 2.33$ for the 14-storey model and $Q= 2.0$ for the 18-storey model). In these graphs, the decreasing tendency of the developed ductility in relation to the building's height is also noticed. Averages for the global ductility developed by the models are reported in Table 3. According to the results, the proposed methodology predicts much better the ductility that the studied buildings can develop than current code's criterion.

Overstrength was assessed as the peak shear obtained in the nonlinear dynamic analyses divided by the seismic shear at the design stage, and it is useful to evaluate the proposed methodology. In Figure 17, the average of the overstrength developed for the studied models under the ten records, the peak value obtained, the overstrength according to the current code and the overstrength obtained from the proposed methodology are presented.

The overstrength in an important amount of stories are greater than the current code criteria $R= 2.0$, and just some of them are greater than the proposed criteria $R= 4.5$. These overstrength magnitudes are in agreement with the results of this and other studies (Tapia 2005, Marino y Nakashima 2005, Tapia and Tena *et al* 2009) and some other international codes, which propone that overstrength factors shall be at least 3.0 (EC8-05, ASCE 7-05, BCJ-06) . Thus, the averages of the overstrength developed by the studied models are shown in Table 4. The average of the obtained overstrength was $R_{10}= 5.60$ for the 10-story models, $R_{14}= 5.76$ for the 14-story models and $R_{18}= 4.89$ for the 18-story models. Results are close to the factor proposed in this research, equal to $R= 4.5$. It is worth noting that the proposed overstrength factor was established with the average of results in the first stage of the research, where the maximum magnitude was $R= 6.0$.

For this reason, although the proposed overstrength is not related with the limit of the structure capacity, the results demonstrate that the methodology predicts better the inelastic behavior of the studied buildings.

Table 3. Comparison of the ductility

Model	Slenderness building ratio, H/B	Proposed ductility factor, Q	Current code criteria, Q	Average of the developed ductility, μ
<i>Ch10_56a</i>	1.00	3.00	3.00	2.859
<i>Ch14_61a</i>	1.40	2.33	3.00	2.698
<i>Ch18_69a</i>	1.80	2.00	3.00	2.238

Table 4. Comparison of overstrength

Model	Period, T (sec)	Criteria of the Current Code	Proposed methodology	Overstrength developed by the studied models
<i>Ch10_56a</i>	0.7211	2.0	4.5	5.595
<i>Ch14_61a</i>	1.2086	2.0	4.5	5.755
<i>Ch18_69a</i>	1.5900	2.0	4.5	4.892

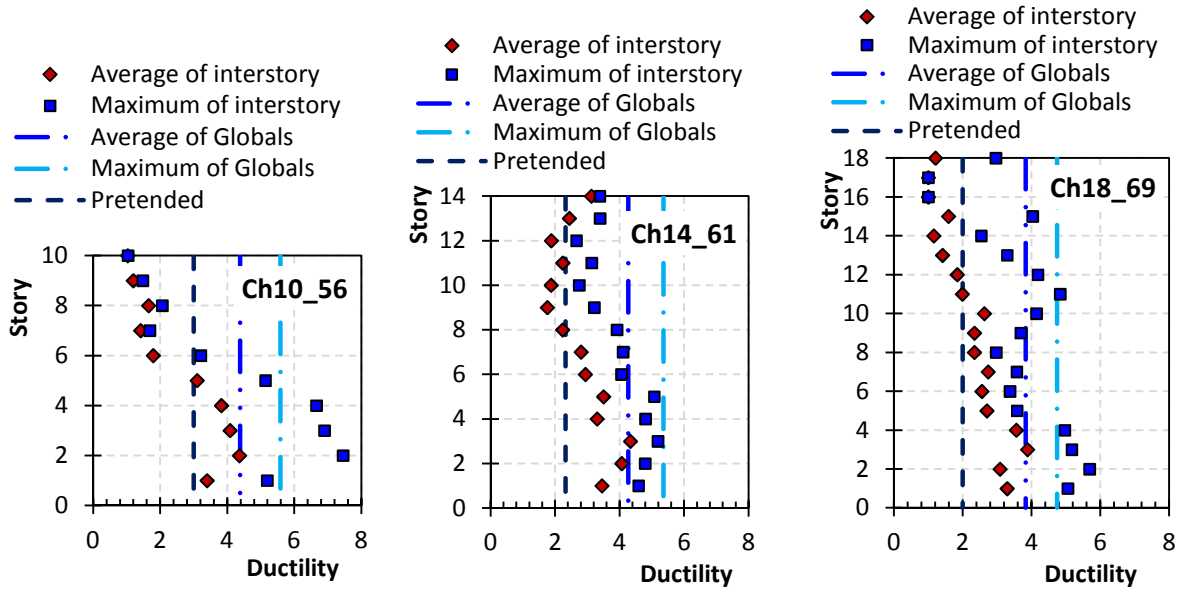


Figure 16. Peak ductility demands

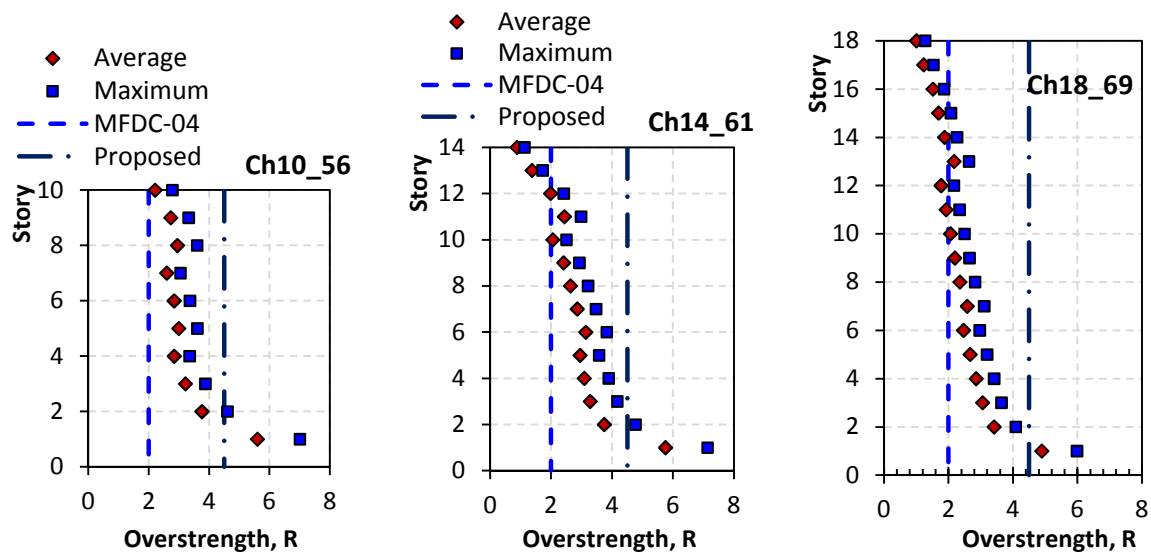


Figure 17. Peak overstrength demands

Conclusions and recommendations

The analysis of the obtained results suggest that the assumed collapse mechanism of strong column–weak beam–weaker brace cannot always be obtained following the general guidelines recommended in the design philosophy for MRCBFs in MFDC-04. This research study also found a relationship between the developed collapse mechanisms with the slenderness ratio of the building that it is not currently considered in building codes.

From the results obtained in this study, an expression is proposed to define the minimum strength ratio between the resisting columns of the moment frames and the bracing system to have consistent strong column – weak beam – weaker brace collapse mechanisms. This expression takes into account the slenderness aspect ratio of the building and balances of yield stresses for the different lateral-resisting structural elements.

It was found that the ductility force reduction factors obtained in this study have a strong relationship with the buildings slenderness, something that it is not currently considered in building codes. Low and medium rise buildings where the minimum lateral shear strength contribution of the resisting columns varies between 50% to 65% developed deformation capacities that are consistent with the ductility capacity $\mu=3$ considered at the design stage, as per MFDC-04. However, the deformation capacity decreases as the height and the slenderness of the building increases.

All overstrength factors assessed in this study were larger than those proposed in the building codes of reference (MFDC-04, MOC-2008, EC8-05, CNBC-05, and ASCE-7-05). It was not found a dependency of overstrength factors with respect to the lateral shear contribution of the resisting columns or the height of the building.

Finally, equations were derived for the assessment of ductility and overstrength reduction factors that are consistent with the assumed collapse mechanism and the results obtained from this research study.

A capacity design procedure for regular steel buildings structured with concentrically braced frames adapted to current Mexico's Federal District Code was proposed in order to obtain a collapse mechanism strong column – weak beam – weaker brace consistent with the initial assumptions associated with a more realistic assessment of ductility and overstrength force modification factors. The procedure is evaluated with the design of 10-, 14- and 18-stories regular buildings.

Realistic values of the steel's yielding stress are evaluated considering 289 coupon test certificates of A-36 and A-572 Gr. 50 steel. Test results indicate that the average material overstrength is more than 1.2 times the nominal yielding stress.

Results of pushover analyses of regular steel buildings with concentrically braced frames of 10-, 14- and 18-stories were done and two models for each height were analyzed, one considering nominal yielding stress and the other one considering the material overstrength.

Yielding and collapse drifts are compared with those limits established by the Mexican code equal to 0.4% for the service deformation limit revision and equal to 1.5% for the collapse deformation limit revision. The model's tendency of developing a weak-story mechanism is evaluated considering the drift concentration factor. All models reach a strong column – weak beam – weaker brace mechanism with a uniform distribution of yielding within the height.

Based on the primary bilinear curve envelope (initial elastic and post-yielding stiffness, and yield strength), ductility demand spectra are obtained considering ten artificial records generated for the subzone *IIIa* (ground period, $T_g=1.05$ sec) of Mexico's Federal District Code.

Dynamic analyses were performed to determine the global performance of the buildings under ten selected earthquake ground artificial motions using the *OpenSees* computer software. Braces, beams, columns and gusset plates were carefully modeled.

The accumulated plastic hinges in columns and beams and the accumulated shortening or extension in braces obtained of the analyses correspond to the strong column – weak beam – weaker braces mechanisms. A reasonable distribution of the inelastic response in building's height associated to null or reduced damage in columns was noticed.

The drift average of the total of stories with inelastic response was 0.37%, which it is close to the serviceability drift limit equal to 0.40%. In reference of the ultimate drifts, all the models satisfied the deformation collapse limit (1.5%), where the drift curve at the design stage envelopes the average of the ultimate drifts (for the 10 considered records) in almost all the stories.

The average of the story ductility was equal to $Q = 2.86$ in the 10-story model, $Q = 2.70$ in the 14-story model and $Q = 2.24$ in the 18-story model. According to these results, the proposed methodology predicts much better the ductility that can be developed by the studied models than current criterion of MFDC-04.

The average of the obtained overstrength was $R_{10} = 5.60$ for the 10-story models, $R_{14} = 5.76$ for the 14-story models and $R_{18} = 4.89$ for the 18-story models. These results are closer to the overstrength factor proposed in this research, equal to $R = 4.5$. It is worth noting that the proposed overstrength factor was established with the average of results in the first stage of this research, where the maximum magnitude was $R = 6.0$.

For this reason, although the proposed overstrength is not related with the limit of the structure capacity, these results demonstrate that the methodology predicts much better the inelastic behavior of the studied buildings.

As it was discussed, the results of this research have been calibrated with different buildings heights and have been compared with some international codes criteria like those available in Canada (CNBC-05 and CISC-06), the USA (ASCE 7-05, IBC-06 and ATC 63-08), Japan (BCJ-06), Europe (EC3-05 and EC8-05) and Mexico (MFDC-04 and MOC-CFE-08). For this reason, the conclusion of the thesis includes (in Spanish) a set of proposals to improve current Mexico's Federal District Code (MFDC-04), the Seismic Design Guidelines (NTCS-04) and to the Steel Design and Construction Guidelines (NTCM-04).

Further studies

Although useful results related to a satisfactory seismic performance of MRCBFs were obtained, further studies and research are necessary in order to improve the seismic behavior of these structures. Future work shall include:

- a. Since all the studied models were regular buildings, supplementary analyses to evaluate the influence of building irregularities must be considered.
- b. Analyses for other bracing configurations should be performed to verify that the conclusions of this study could be extended to other concentrically braced frames allowed in MFDC-04.
- c. Further analyses are necessary to verify that the procedure to assess the peak axial load in columns at the pre-design stage is equally applicable to firm soils and soft soils.
- d. Because hollow square sections are commonly used in columns in Mexico City, experimental studies with the available sections in the Mexican market must be carried out in order to study their inelastic behavior and the real hinge capacity.

Capítulo I

Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados

RESUMEN

En este capítulo se presentan los criterios de análisis y diseño de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles con contraventeo concéntrico, considerando 13 edificios con alturas variables usando dos tipos de configuración de los contravientos tipo chevrón. En ellos se varió la aportación del cortante resistente de las columnas en relación a los contravientos, estudiando su comportamiento no lineal ante cargas laterales monótonas crecientes. Los resultados sugieren que siguiendo la filosofía de diseño de los códigos internacionales, los mecanismos de colapso no concuerdan con las premisas de diseño, evidenciando una estrecha relación con la altura. Se presenta una metodología para definir una aportación mínima al cortante resistente de las columnas que origine mecanismos de colapso congruentes con las premisas de diseño, a partir de la altura del edificio y proporciones de los esfuerzos de fluencia del contraviento y la columna.

ABSTRACT

In this chapter is presented the analysis and design criteria's of 13 steels regular buildings structured with moment-resisting concentrically braced frames with two different braced chevron configuration, and different shear resisting contribution of columns versus bracing system, with pushover analyses. The result leads that following the international codes philosophy design, the collapse mechanism is not the design mechanism, they show a strong relationship with the building size. A methodology to define a minimum contribution column's shear resisting with a congruent collapse mechanism is presented, which depends of the building's size and the columns and brace stress yield.

Capítulo I

Influencia del cortante lateral resistente de las columnas en marcos contraventeados

1.1 Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo solicitan que los entrepisos sean capaces de resistir, sin contar los contravientos, cuando menos el 50% de la fuerza sísmica actuante (Apartado 5.1, NTCS – 2004). Dicho de otra forma, se solicita que la aportación de los contravientos no sobrepase la aportación de las columnas que forman parte del marco (figura 1.1).

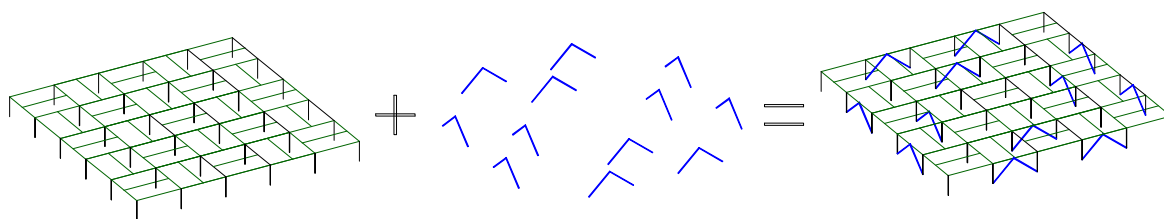


Figura 1.1. Distinción de los sistemas que conforman el edificio contraventeado

A fin de establecer la configuración de los modelos considerados en este estudio, se realizó un muestreo de 43 edificios de estructura metálica contraventeados (figura 1.2). El número de niveles de los edificios muestreados varía entre los dos pisos y los diecisiete niveles, sin considerar el caso de la Torre de PEMEX, y conforme a la subzonificación de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCS-04), están ubicados en Zona del Lago (terreno blando). El estudio considera los casos en los que los contravientos están integrados a los marcos de acero desde el proyecto inicial, preferentemente; sin embargo, es valioso comentar que se reportan varios casos en los que contravientos fueron incluidos posteriormente para aumentar la rigidez lateral de los edificios (preferentemente con marcos de concreto armado), con base en las nuevas revisiones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, después del sismo de 1985.

A partir del muestreo, se propuso que los edificios estudiados tuvieran un uso de oficinas, estructurados con marcos dúctiles momento – resistentes de acero con contravientos concéntricos. La sección transversal de las columnas y contravientos más usada en marcos similares en la Ciudad de México es cajón formada con placas soldadas.

Por otra parte, pese a que los resultados del muestreo evidencia un mayor número de estructuras con contravientos en configuración en cruz, se prefirió que los contravientos tuvieran una

configuración tipo chevrón, debido a que la longitud no arriostrada de los elementos con esta disposición suele ser mayor. Además, los contravientos en configuración chevrón se asocian a crujiás arquitectónicamente más eficientes, dado que proveen dos contravientos por crujía y es flexible para permitir aberturas en el centro del claro (Cochran y Honeck 2004).

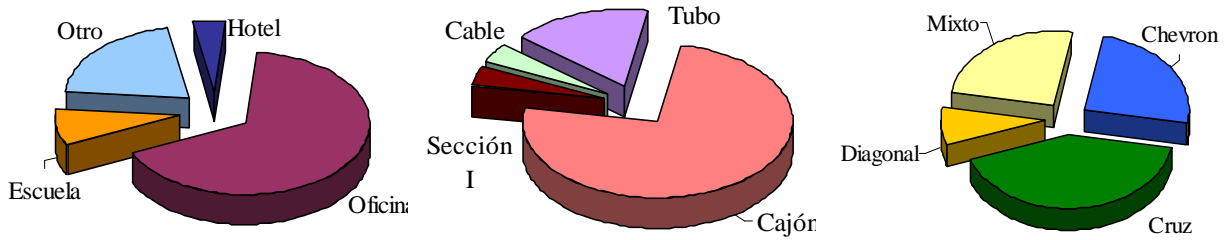


Figura 1.2. Resultados del muestreo realizado

1.2 Descripción de los modelos

Se propusieron modelos de cuatro, ocho, doce y dieciséis niveles de altura (14, 28, 42 y 56 m) con una altura de entrepiso de 3.50 m, evitando crujiás contraventeadas en columnas de esquina. Las estructuras se ubicaron en la zona *IIIb* de la subzonificación de las Normas Técnicas para el diseño por sismo (Apartado 3, NTCS-04), con un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, el máximo permitido para este tipo de estructuración. En la figura 1.3 se muestran los espectros correspondientes.

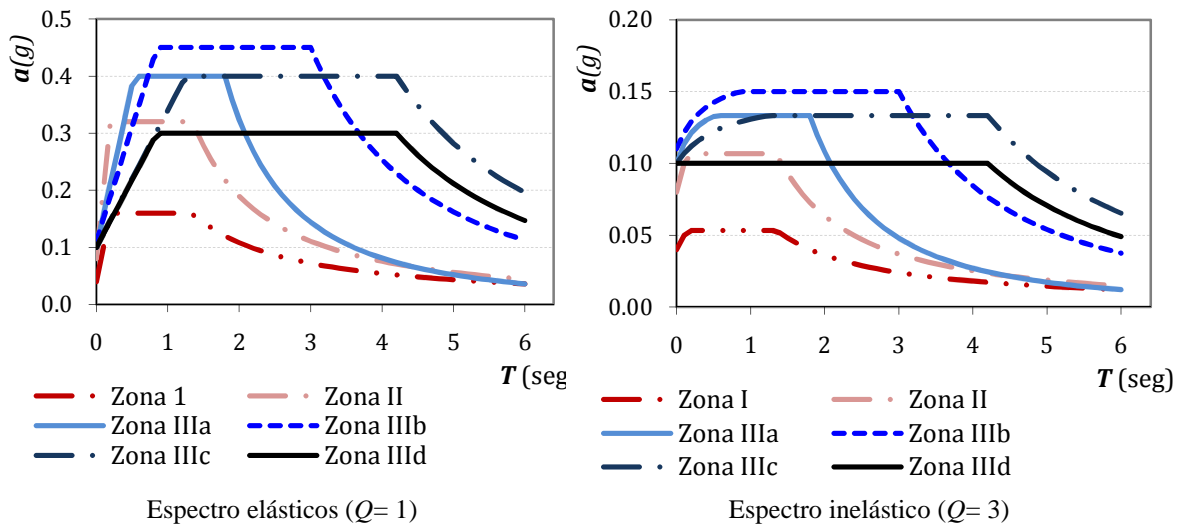


Figura 1.3. Espectros de diseño conforme a las NTCS-04

Los modelos son regulares con cinco crujiás de siete metros en cada dirección (figura 1.4a), de modo que los contravientos forman ángulos de 45° . El marco exterior tiene dos crujiás contraventeadas, mientras que existen marcos internos sin contravientos y con una crujiá contraventeada. En la figura 1.4b se ilustra una elevación tipo de las configuraciones de los marcos estudiados.

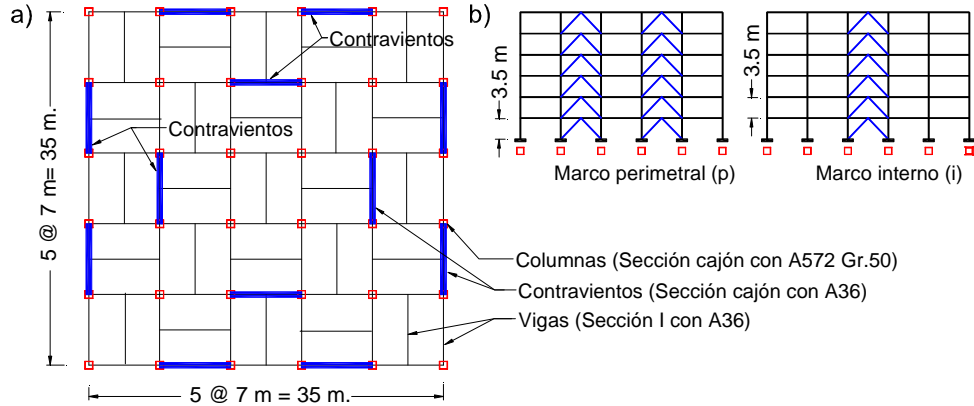


Figura 1.4. a) Planta tipo, b) Elevación tipo de los marcos estudiados

Las trabes son de sección I comercial laminadas en frío con contravientos tipo cajón formados con placas de acero tipo A36, mientras que las columnas son de sección cajón formadas por placas de acero tipo A572 Gr. 50, siguiendo las tendencias de la práctica recabadas de una encuesta a ingenieros de la práctica publicada en Tapia (2005). En la figura 1.5 se muestra un isométrico ilustrativo del modelo de ocho niveles.

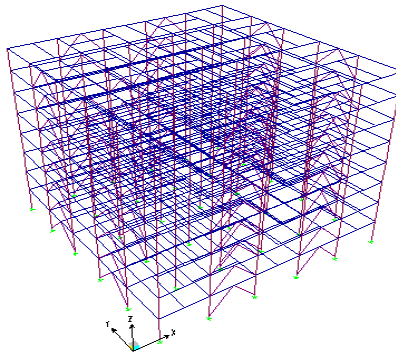


Figura 1.5. Isométrico del modelo de ocho niveles

1.2.1 Determinación de cargas

En la tabla 1.1 se presenta tabulada la obtención de las cargas muertas del entrepiso tipo considerando las acciones de edificaciones de oficinas, mientras que en la tabla 1.2 se presenta lo correspondiente para el nivel de azotea.

Tabla 1.1 Cargas muertas en entrepiso tipo

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	15
Concreto en Losa-acero	180
Muros divisorios de tablaroca	30
Cancelería	25
Loseta	45
Instalaciones y plafond	50
Mortero en losa para dar nivel	25
Carga adicional por Reglamento	40
<i>Suma de carga muerta en entrepiso</i>	<i>410</i>

Tabla 1.2 Carga muerta en azotea

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	15
Concreto en Losa-acero	180
Cancelería	25
Instalaciones y plafond	50
Entortado	40
Impermeabilizantes	15
Carga adicional por Reglamento	20
<i>Suma de carga muerta en azotea</i>	345

Las cargas vivas aceptaron los valores considerados para edificios de oficinas en las Normas Técnicas (NTCCr-2004 2004), los cuales se presentan en la tabla 1.3, donde W es la carga viva media, W_a es la carga viva instantánea y W_m es la carga viva máxima, usadas para el cálculo de asentamientos, diseño sísmico y diseño por fuerzas gravitacionales, respectivamente.

Tabla 1.3. Carga viva considerada en los modelos

Tipo de nivel	Carga (kg/m ²)		
	W	W_a	W_m
Entrepiso	100	180	250
Azotea (con pendiente menor al 5%)	15	70	100

1.3 Análisis elásticos

En los análisis, para cada una de las alturas propuestas se consideran al menos tres diferentes aportaciones del cortante lateral resistente de las columnas del marco en relación a la contribución del sistema de contravientos.

En la figura 1.6, se presenta la ubicación de los sistemas modelados, en relación a la altura del modelo y la aportación de las columnas para la resistencia del cortante. De modo que en la figura, el lado derecho, con un cien por ciento de la aportación de las columnas, representa un marco sin contravientos, mientras que el lado izquierdo, con un cero por ciento de aportación de las columnas, representaría el caso teórico de una armadura.

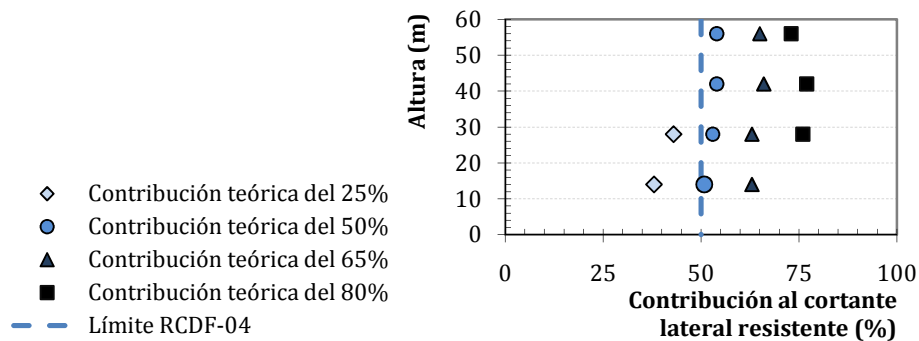


Figura 1.6. Identificación de los análisis realizados

Los modelos estudiados se identifican con *Ch* para indicar que se trata de marcos con contraventeo tipo chevrón, el siguiente número indica el número de niveles; a continuación se distingue con una *p* cuando se trata de un marco perimetral con dos crujías contraventeadas o con una *i* si se trata de un marco intermedio con una sola crujía contraventeada y, por último, se distingue con un solo número la aportación de las columnas al cortante resistente; así, un número 2 refiere al 25%, 5, el 50 por ciento; 6 el 65 por ciento; 7 el 75 por ciento; y 8 el 80 por ciento.

1.3.1 Secciones transversales de los modelos

Durante la etapa de diseño, se vigiló que los modelos cumplieran estrictamente todas las restricciones impuestas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04). En las siguientes secciones se enunciarán las secciones estructurales mediante las cuales se obtienen las resistencias pretendidas siguiendo la metodología enunciada. En el Apéndice A intitulado *Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados* de este documento se comentan y discuten con detalle la relación con la rigidez asociada y la valoración del balance de final de carga.

1.3.1.1. Modelos de cuatro niveles

En las tablas 1.4, 1.5 y 1.6 se muestran las secciones mediante los cuales se consiguieron las aportaciones de las columnas al cortante resistente de la figura 1.8. Pese a que las secciones de las columnas de la tabla 1.4 son muy esbeltas y las de la tabla 1.6 son robustas, no se consiguieron los intervalos de aportación al cortante resistente pretendidos.

Tabla 1.4. Secciones transversales de los modelos *Ch4p2* y *Ch4i2*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N2	Cajón 20x20 $e=1.27$ cm (1/2")
Columnas, niveles N3 – N4	Cajón 20x20 $e=0.95$ cm (3/8")
Trabes, todos los niveles	IR 14x61 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 20x20 $e=0.64$ cm (1/4")

Tabla 1.5. Secciones transversales de los modelos *Ch4p5* y *Ch4i5*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N2	Cajón 35x35 $e=1.59$ cm (5/8")
Columnas, niveles N3 – N4	Cajón 35x35 $e=1.27$ cm (1/2")
Trabes, todos los niveles	IR 16x67 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 13x13 $e=0.64$ cm (1/4")

Tabla 1.6. Secciones transversales de los modelos *Ch4p7* y *Ch4i7*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 60x60 $e=2.22$ cm (7/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 60x60 $e=1.91$ cm (3/4")
Trabes, todos los niveles	IR 16x89 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 13x13 $e=0.64$ cm (1/4")

Con las secciones enunciadas, los modelos *Ch4p2* y *Ch4i2* tienen una aportación de las columnas del marco del 38%, mientras que el sistema de contravientos aporta el 62% restante. Los modelos *Ch4p5* y *Ch4i5* tienen una aportación de las columnas al cortante resistente fuera del 51%,

mientras que las diagonales soportan el 49% restante. Por último, los modelos *Ch4p7* y *Ch4i7* tienen la aportación del 63% a la resistencia del cortante por parte de las columnas, mientras que los contravientos resisten el 37%.

1.3.1.2 Modelos de ocho niveles

En las tablas 1.7, 1.8, 1.9 y 1.10, se muestran las secciones de los modelos de ocho niveles. Las columnas de los modelos *Ch8p2* y *Ch8i2* tienen una aportación del 43%, mientras que las diagonales aportan el 57% restante. El caso de los modelos *Ch8p5* y *Ch8i5* tiene una aportación de las columnas al cortante resistente fuera del 53%, mientras que las diagonales soportan el 47% restante. Por último, los modelos *Ch8p7* y *Ch8i7* tienen la aportación del 75% a la resistencia del cortante, mientras que los contravientos resisten el 25%.

Tabla 1.7. Secciones transversales de los modelos *Ch8p2* y *Ch8i2*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 35x35 $e=1.58$ cm (5/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 35x35 $e=1.27$ cm (1/2")
Columnas, niveles N7 – N8	Cajón 35x35 $e=0.95$ cm (3/8")
Trabes, todos los niveles	IR 16x67 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 30x30 $e= 3.81$ cm (1 1/2")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 30x30 $e= 3.18$ cm (1 1/4")

Tabla 1.8. Secciones transversales de los modelos *Ch8p5* y *Ch8i5*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 40x40 $e= 1.91$ cm (3/4")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 40x40 $e= 1.58$ cm (5/8")
Columnas, niveles N7 – N8	Cajón 40x40 $e= 1.27$ cm (1/2")
Trabes, todos los niveles	IR 18x76 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 15x15 $e= 0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 15x15 $e= 0.64$ cm (1/4")

Tabla 1.9. Secciones transversales de los modelos *Ch8p6* y *Ch8i6*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 65x65 $e= 2.22$ cm (7/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 65x65 $e= 1.91$ cm (3/4")
Columnas, niveles N7 – N8	Cajón 65x65 $e= 1.58$ cm (5/8")
Trabes, todos los niveles	IR 24x84 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 15x15 $e= 0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 15x15 $e= 0.64$ cm (1/4")

Tabla 1.10. Secciones transversales de los modelos *Ch8p7* y *Ch8i7*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 100x100 $e= 4.12$ cm (1 5/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 100x100 $e= 3.49$ cm (1 3/8")
Columnas, niveles N7 – N8	Cajón 100x100 $e= 3.18$ cm (1 1/4")
Trabes, todos los niveles	IR 30x90 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 13x13 $e= 0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 13x13 $e= 0.64$ cm (1/4")

1.3.1.3 Modelos de 12 niveles

Las columnas varían cada cuatro niveles, mientras que los contravientos tienen la misma cada tres niveles. En un primer esfuerzo, se diseñó un modelo con una aportación al cortante resistente de las columnas del marco menor al 50%; sin embargo, los resultados fueron poco atractivos, ya que sólo se conseguían con secciones transversales poco realistas. De esta manera, se propuso estudiar edificaciones cuyas columnas aportaran al cortante resistente 50, 65 y 80 por ciento, que se consiguieron mediante las secciones enunciadas en las tablas 1.11, 1.12 y 1.13.

Tabla 1.11. Secciones transversales de los modelos *Ch12p5* y *Ch12i5*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 45x45 $e=2.22$ cm (7/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 45x45 $e=1.90$ cm (3/4")
Columnas, niveles N7 – N8	Cajón 45x45 $e=1.58$ cm (5/8")
Columnas, niveles N9 – N12	Cajón 45x45 $e=1.27$ cm (1/2")
Trabes, todos los niveles	IR 18x97 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 25x25 $e=2.22$ cm (7/8")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 25x25 $e=1.90$ cm (3/4")
Contravientos, niveles N9 – N12	Cajón 25x25 $e=1.58$ cm (5/8")

Tabla 1.12. Secciones transversales de los modelos *Ch12p6* y *Ch12i6*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 65x65 $e=3.49$ cm (1 3/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 65x65 $e=3.18$ cm (1 1/4")
Columnas, niveles N7 – N9	Cajón 65x65 $e=2.86$ cm (1 1/8")
Columnas, niveles N10 – N12	Cajón 65x65 $e=2.54$ cm (1")
Trabes, todos los niveles	IR 24x146 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 20x20 $e=1.27$ cm (1/2")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 20x20 $e=0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N9 – N12	Cajón 20x20 $e=0.65$ cm (1/4")

Tabla 1.13. Secciones transversales de los modelos *Ch12p8* y *Ch12i8*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N3	Cajón 100x100 $e=4.45$ cm (1 7/8")
Columnas, niveles N4 – N6	Cajón 100x100 $e=4.13$ cm (1 3/4")
Columnas, niveles N7 – N9	Cajón 100x100 $e=3.81$ cm (1 1/2")
Columnas, niveles N10 – N12	Cajón 100x100 $e=3.49$ cm (1 3/8")
Trabes, todos los niveles	IR 27x161 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N4	Cajón 12x12 $e=1.27$ cm (1/2")
Contravientos, niveles N5 – N8	Cajón 12x12 $e=0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N9 – N12	Cajón 12x12 $e=0.65$ cm (1/4")

Conforme a lo expuesto anteriormente, las columnas de los modelos *Ch12p5* y *Ch12i5* tienen una aportación del 54% y sus contravientos aportan el 46% restante. Los modelos *Ch12p6* y *Ch12i6* tiene una aportación de las columnas al cortante resistente fuera del 66%, mientras que las diagonales soportan el 34%. Por último, las columnas de los modelos *Ch12p8* y *Ch12i8* tienen la aportación del 77% a la resistencia del cortante, mientras que los contravientos resisten el 23%.

1.3.1.4 Modelos de 16 niveles

Las secciones de los modelos de 16 niveles se incluyen en las tablas 1.14, 1.15 y 1.16. Los modelos *Ch16p5* y *Ch16i5* tienen una aportación de las columnas del 54%, con el 46% restante por parte de los contravientos. El cortante resistente de las columnas alcanza el 65% con un 35% de los contravientos en los modelos *Ch16p6* y *Ch16i6*. Los modelos *Ch16p8* y *Ch16i8* tienen la aportación del 73% a la resistencia del cortante de las columnas con un aporte de los contravientos del 27%.

Tabla 1.14. Secciones transversales de los modelos *Ch16p5* y *Ch16i5*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N4	Cajón 50x50 $e=2.54$ cm (1 7/8")
Columnas, niveles N5 – N8	Cajón 50x50 $e=1.91$ cm (1 3/4")
Columnas, niveles N9 – N12	Cajón 50x50 $e=1.58$ cm (1 1/2")
Columnas, niveles N13 – N16	Cajón 50x50 $e=1.27$ cm (1 3/8")
Trabes, todos los niveles	IR 21x101 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N6	Cajón 35x35 $e=3.49$ cm (1 3/8")
Contravientos, niveles N7 – N11	Cajón 35x35 $e=3.18$ cm (1 1/4")
Contravientos, niveles N12 – N16	Cajón 35x35 $e=2.86$ cm (1 1/8")

Tabla 1.15. Secciones transversales de los modelos *Ch16p6* y *Ch16i6*

Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N4	Cajón 60x60 $e=2.86$ cm (1 1/8")
Columnas, niveles N5 – N8	Cajón 60x60 $e=2.54$ cm (1")
Columnas, niveles N9 – N12	Cajón 60x60 $e=2.22$ cm (7/8")
Columnas, niveles N13 – N16	Cajón 60x60 $e=1.91$ cm (3/4")
Trabes, todos los niveles	IR 24x146 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N6	Cajón 20x20 $e=1.58$ cm (5/8")
Contravientos, niveles N7 – N11	Cajón 20x20 $e=1.27$ cm (1/2")
Contravientos, niveles N12 – N16	Cajón 20x20 $e=0.95$ cm (3/8")

Tabla 1.16. Secciones transversales de los modelos *Ch16p8* y *Ch16i8*

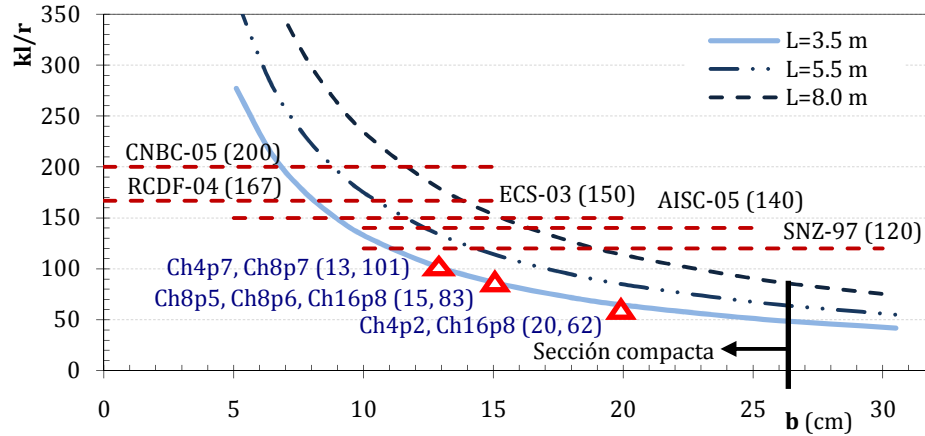
Identificación del elemento	Sección transversal
Columnas, niveles N1 – N4	Cajón 120x120 $e=4.45$ cm (1 3/4")
Columnas, niveles N5 – N8	Cajón 120x120 $e=4.13$ cm (1 5/8")
Columnas, niveles N9 – N12	Cajón 120x120 $e=3.81$ cm (1 1/2")
Columnas, niveles N13 – N16	Cajón 120x120 $e=3.49$ cm (1 3/8")
Trabes, todos los niveles	IR 24x146 Lb/plg ²
Contravientos, niveles N1 – N6	Cajón 15x15 $e=1.27$ cm (1/2")
Contravientos, niveles N7 – N11	Cajón 15x15 $e=0.95$ cm (3/8")
Contravientos, niveles N12 – N16	Cajón 15x15 $e=0.64$ cm (1/4")

1.3.2 Aspectos de diseño de los contravientos

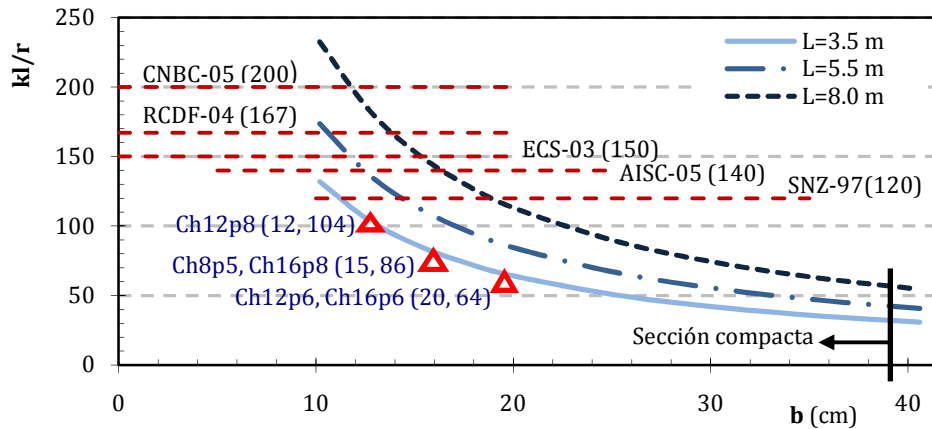
1.3.2.1 Relaciones de esbeltez

En la figura 1.7 se presenta el comportamiento de la esbeltez kL/r de los contravientos en función del ancho de la sección transversal del contraviento b y del ancho de la crujía contraventeada L que varía entre 3.5 m hasta 8.0 m, cuando el espesor del contraviento permanece constante en

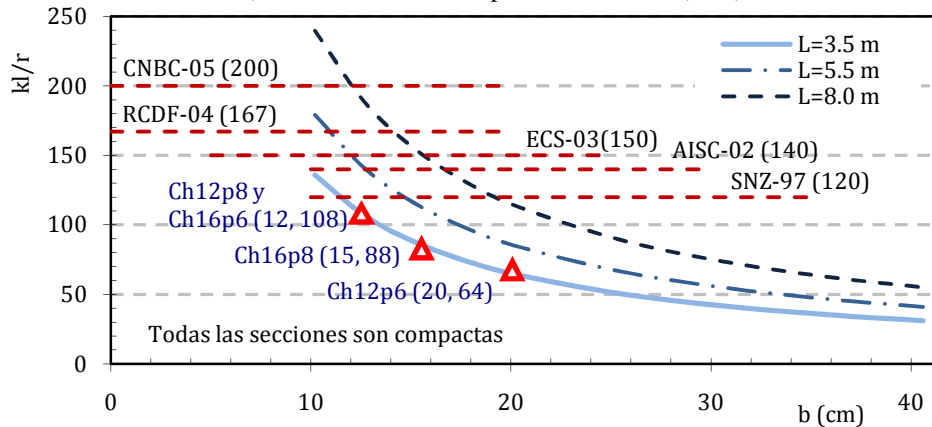
$t=0.64$ cm (1/4") en la figura 1.7a, cuando el espesor del contraviento es $t= 0.95$ cm (3/8") en la figura 1.7b y en la figura 1.7c cuando el espesor de la sección es $t= 1.27$ cm (1/2"). Asimismo, se incluye la relación de esbeltez máxima que permiten algunos de los reglamentos internacionales (CNBC-05 2005, AISC 2005, RCDF-04 2004, SNZ-97 1997, ECS-03 2003) para marcos dúctiles contraventeados (Tremblay 2005) y la identificación de los límites que definen las secciones compactas ($b \leq 1.47t \sqrt{E/F_y}$) según las NTCM-04 cuando $f_y= 2,530$ kg/cm².



a) Contravientos con espesor $t=0.64$ cm. (1/4")



b) Contravientos con espesor $t=0.95$ cm. (3/8")



c) Espesor $t=1.27$ cm. (1/2")

Figura 1.7. Comportamiento de la esbeltez de contravientos con espesor los constante

Los modelos de este estudio se incluyen en las figuras cuando los contravientos se analizaron con espesores $t = 0.64$ cm (1/4"), $t = 0.95$ cm (3/8") y $t = 1.27$ cm (1/2"), distinguiendo entre paréntesis sus coordenadas. Éstos fueron diseñados siguiendo estrictamente la metodología propuesta en las Normas Técnicas Complementarias, que solicitan para marcos dúctiles contraventeados que los contravientos sean tipo 1 (sección compacta) con relaciones de esbeltez mayores a $kL/r = 167$ y $kL/r = 121$ en un marco contraventeado con ductilidad normal (Apartado 6.2.3.2, NTCM-04).

Así, todos los contravientos de este estudio resultan ser de sección compacta y cumplen con los requisitos de esbeltez de los reglamentos enunciados, incluyendo los límites del reglamento canadiense (CNBC-05), Eurocódigo (ECS-03), código de Nueva Zelanda (SNZ-97) y de Estados Unidos (AISC-05), ya que el universo de secciones transversales de contravientos que satisfacen los requisitos según las gráficas es bastante amplio. Con ello, se pretende hacer notario que existe la posibilidad de que en análisis racionales de edificios contraventeados se modelen estructuras con columnas de sección no compacta con contravientos de sección compacta, debido a que ninguno de los códigos comparados solicita explícitamente esa condición en diseños.

1.3.2.2 Diafragma rígido

Los razonamientos mostrados presuponen una transmisión del cortante sin pérdidas entre los marcos coplanares para la resistencia de la excitación lateral, a través de un diafragma rígido, como comúnmente se realiza en la práctica. La losacero es el diafragma mayormente socorrido para el tipo de estructuración estudiada y se fija al sistema de trabes por medio de conectores de cortante de sección transversal angular o canal.

En los análisis se valida este modelado del diafragma, pese a que en estructuras existentes sugieren que este sistema de piso pudiera no ser totalmente rígido y proporcionar flexibilidad lateral (Muria y González 1995), debido a que el objetivo de este estudio pretende profundizar en el conocimiento de los mecanismos de colapso, obtenidos de la variación de las aportaciones al cortante lateral resistente, de modo que la incursión de teorías para modelar la influencia del diafragma alterarían los resultados superando los alcances pretendidos en esta etapa de la investigación.

1.3.2.3 Conexiones y biarticulación de los contravientos

Los contravientos de los análisis realizados se modelaron biarticulados, de modo que la falla estará regida por la fluencia del contraviento en tensión y el pandeo por compresión de manera estable, ignorando el pandeo local (Bruneau *et al* 1998).



Figura 1.8. Ejemplo de conexiones de contravientos usadas en la Ciudad de México

El factor de longitud efectiva se aceptó en esta etapa del estudio igual a $k=1.0$, aunque como se demostrará en los siguientes capítulos considerando los resultados de pruebas experimentales en conexiones columna – trabe – contraviento similares a las usados en Distrito Federal (figura 1.8), es recomendable usar factores de longitud efectiva menores a uno.

1.4 Análisis inelásticos

Con estos modelos, se realizaron análisis no lineales ante cargas monótonas crecientes con el programa Drain-2DX (Prakash *et al.* 1992), considerando el vector de cargas del método estático propuesto en las Normas Técnicas Complementarias (Apartado 8, NTCS-04) con un amortiguamiento modelado en los análisis se supuso igual a $\xi=0.02$, por tratarse de una estructura metálica.

En las figuras 1.9 a 1.21 se presentan las instantáneas de fluencia considerando rotaciones en trabes y columnas y acortamientos y alargamientos en los contravientos para estudiar la secuencia de formación del mecanismo de colapso en cada caso. Al respecto, en el Apéndice B intitulado *Comportamiento del cortante resistente en marcos contraventeados* se presenta de forma detallada el comportamiento del cortante lateral resistente a lo largo de los análisis no lineales en función de las demandas de deformación.

Al momento de realizar este estudio, no se contaba con evidencia contundente sobre la influencia de los modos superiores en la respuesta de estructuras con esta estructuración, por lo que se aceptó que la matriz de amortiguamiento fuera del tipo Rayleigh y se modificó por los factores α y β obtenidos con las ecuaciones 1 y 2 (Chopra 1995), en función de los primeros dos periodos fundamentales.

$$\alpha = \frac{4\xi\pi}{T_1 + T_2} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{\xi T_1 T_2}{\pi(T_1 + T_2)} \quad (2)$$

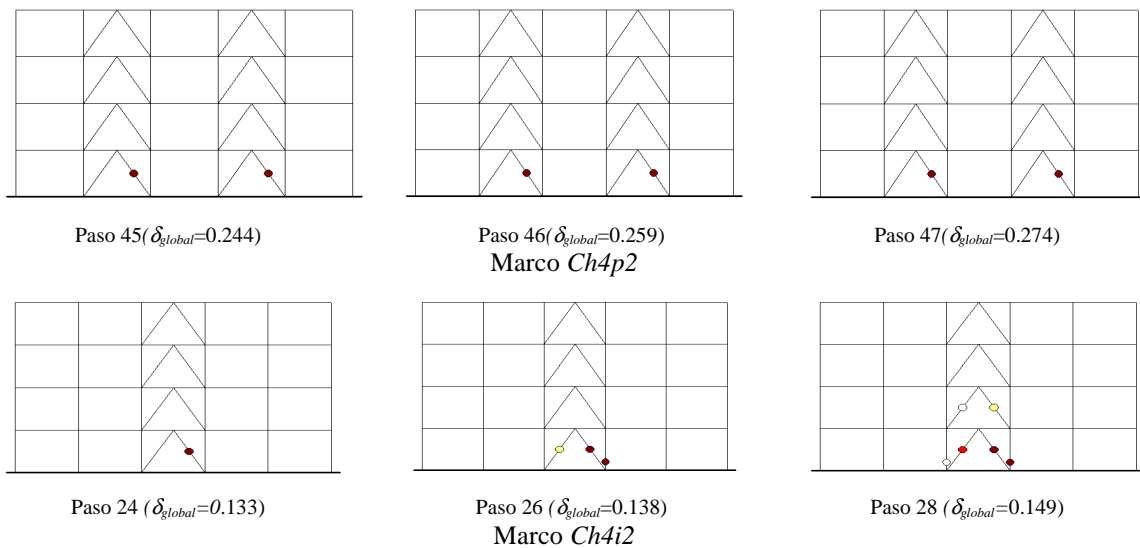


Figura 1.9. Instantáneas de fluencia de los modelos de cuatro niveles con aportación de columnas del 25%

Las instantáneas de fluencia que se presentan en las figuras 1.9 a 1.21 normalizan las rotaciones en traveses y columnas con la máxima rotación obtenida en el paso estudiado, mientras que los acortamientos y alargamientos en los contravientos están normalizados con la máxima magnitud obtenida. La magnitud de la demanda se distingue con un código de colores, siendo la esfera más oscura la que está asociada a la mayor solicitación. Finalmente, la magnitud de la distorsión global en porcentaje (deformación en la azotea y la altura total de la estructura) para cada paso estudiado se incluye entre paréntesis.

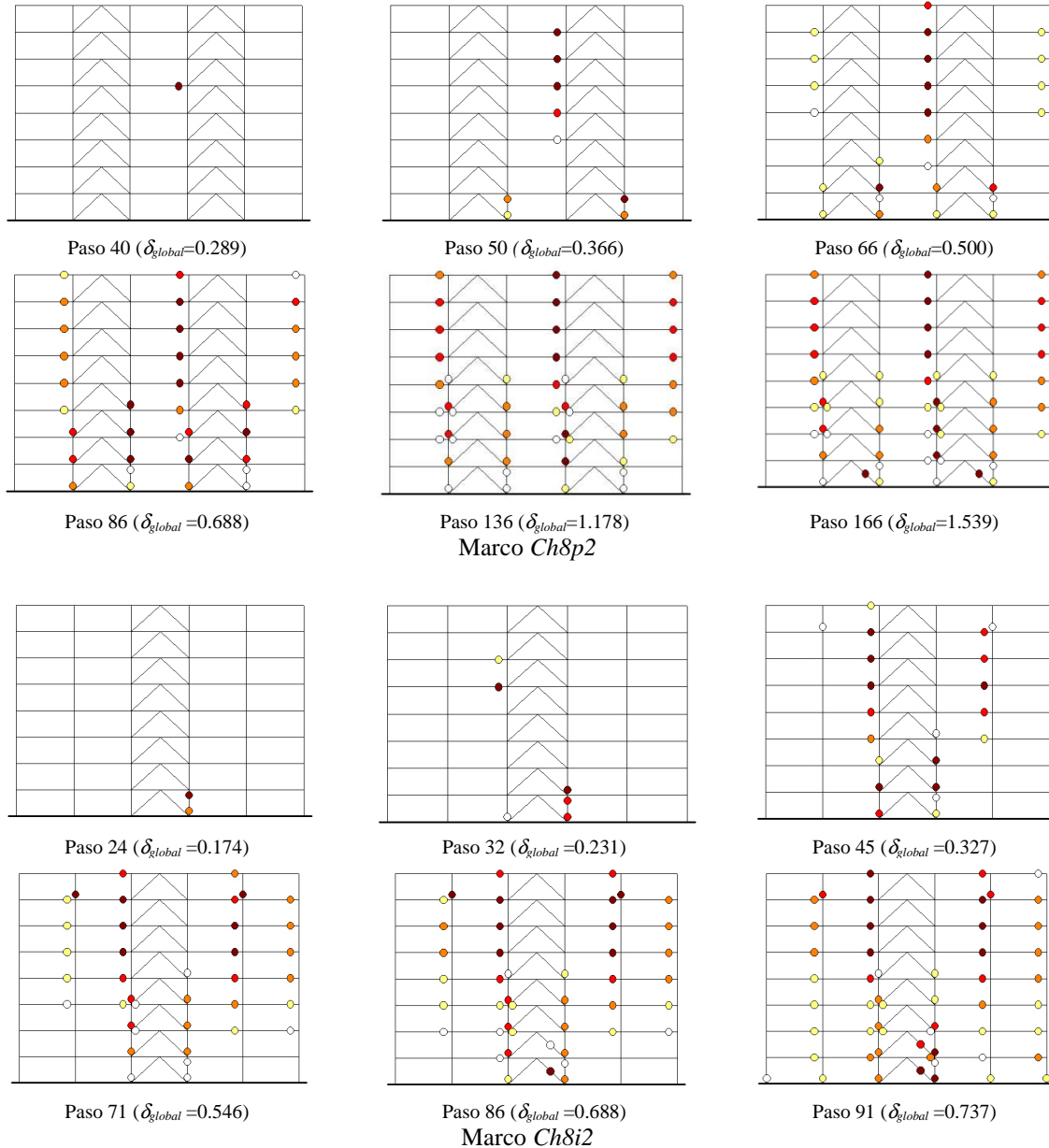


Figura 1.10. Instantáneas de fluencia de los modelos de ocho niveles con aportación de columnas del 25%

1.4.1 Aportaciones de columnas al cortante resistente del 25%

Los modelos *Ch4p2*, *Ch4i2*, *Ch8p2* y *Ch8i2* tienen columnas que resisten alrededor del 25% de la fuerza sísmica que soporta la estructura, por lo que no cumplen el límite establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo para diseño dúctil (apartado 5.1, NTCS-04). Sin embargo, la inclusión de estos modelos en el estudio permite evaluar esta restricción.

En la figura 1.9 se presentan los resultados de los modelos de cuatro niveles, mientras que en la figura 1.10 se incluyen los resultados del análisis de ocho niveles de ambas configuraciones estudiadas cuando la aportación al cortante lateral resistente soportado por las columnas no cumple el porcentaje mínimo para comportamiento dúctil.

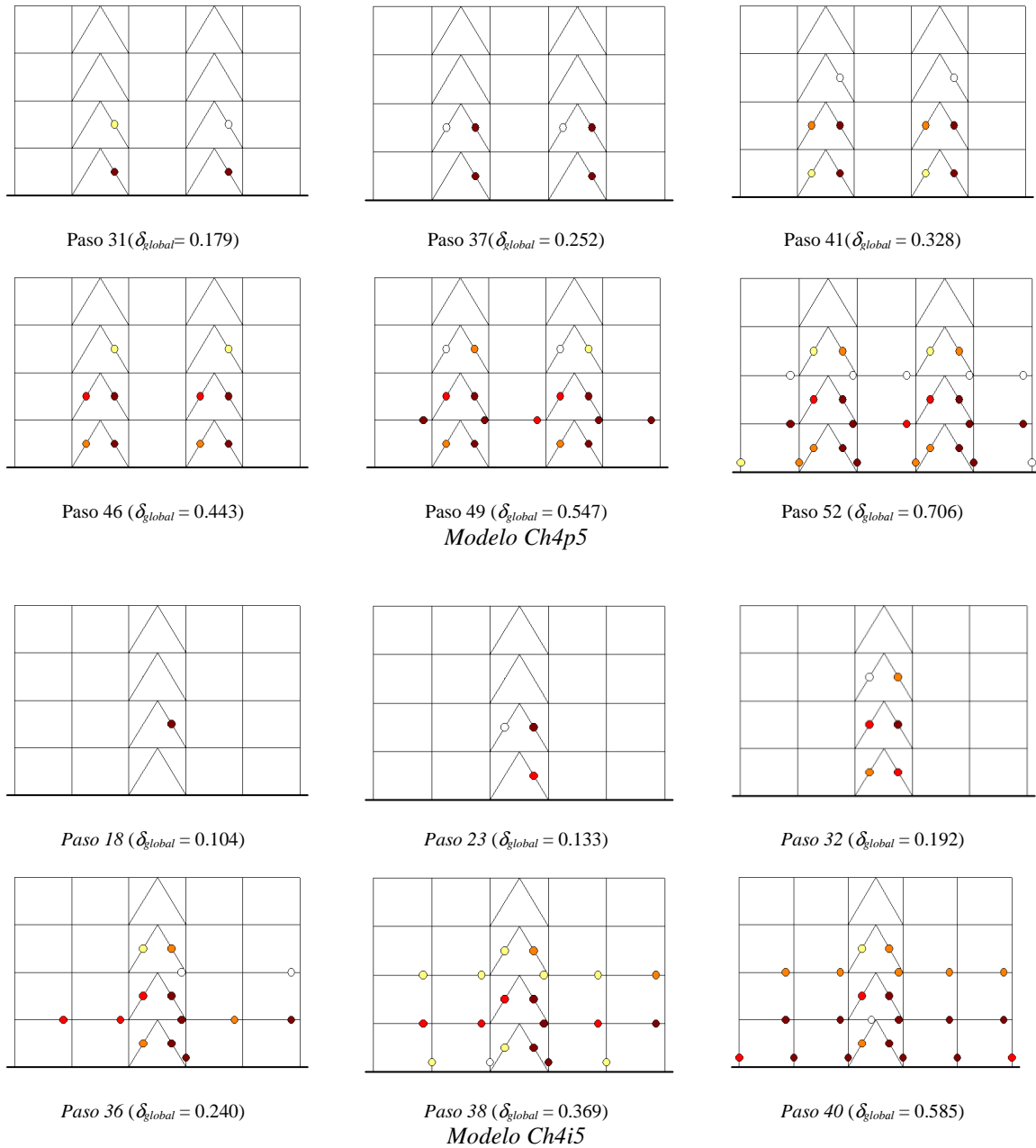


Figura 1.11. Instantáneas de fluencia modelo de cuatro niveles con aportación de columnas del 50%

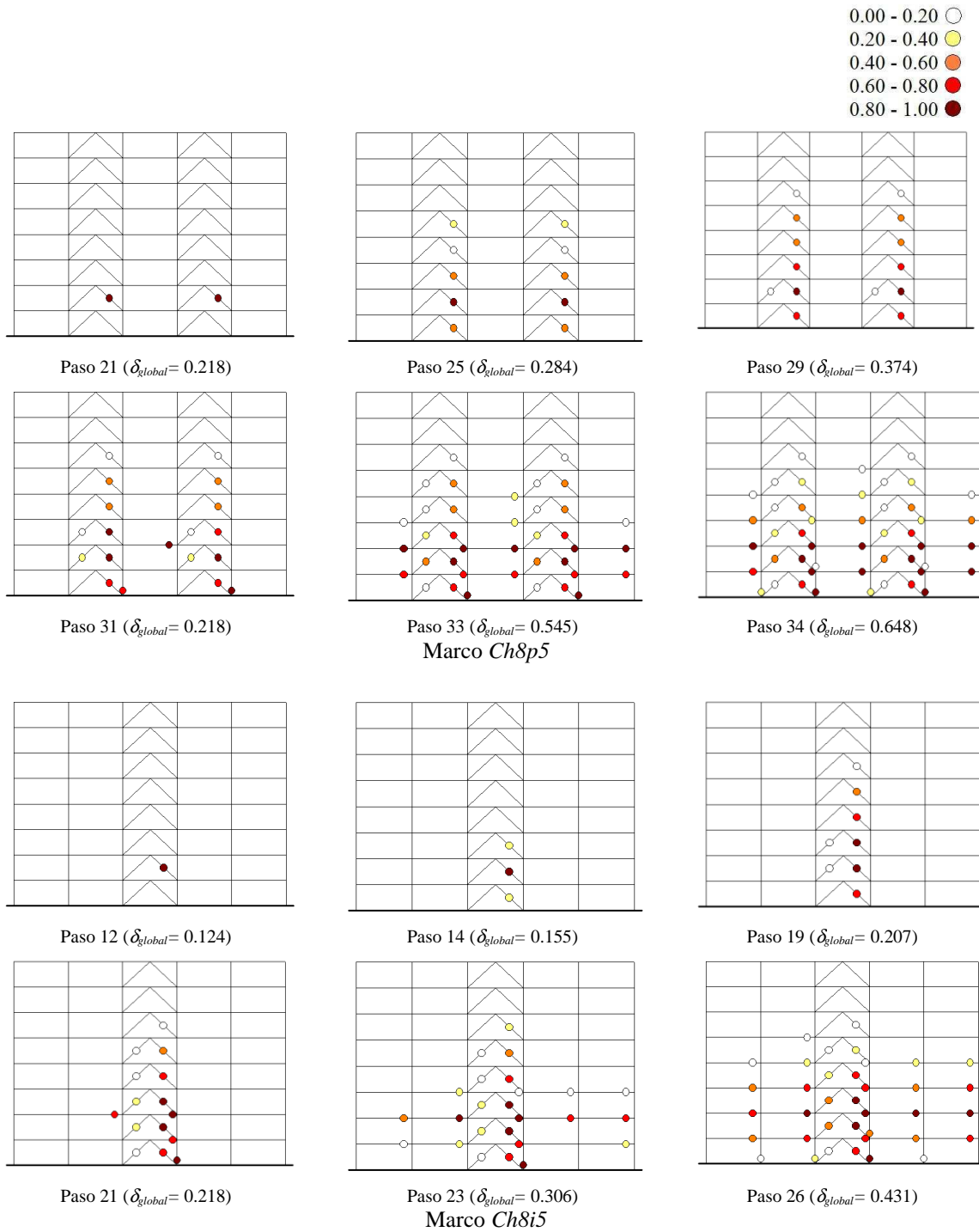


Figura 1.12. Instantáneas de fluencia modelo de ocho niveles con aportación de columnas del 50%

Las Normas Técnicas Complementarias suponen un vector de cargas asociado al mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, tal que se pretende que los primeros elementos en presentar comportamiento inelástico sean los contravientos, lo que no se consigue con esta condición de rigidez. En los modelos de cuatro niveles se presentan pandeos por compresión y fluencia por tensión en los primeros pasos, seguidos por la fluencia de las columnas, lo que ocasiona el mecanismo de colapso de piso débil sin que se presente comportamiento inelástico en las trabes.

En los modelos de ocho niveles se presenta inicialmente el comportamiento inelástico inicialmente en las columnas, seguido por trabes en casi todos los niveles con muy pocos contravientos pandeados, lo que ocasiona el mecanismo.

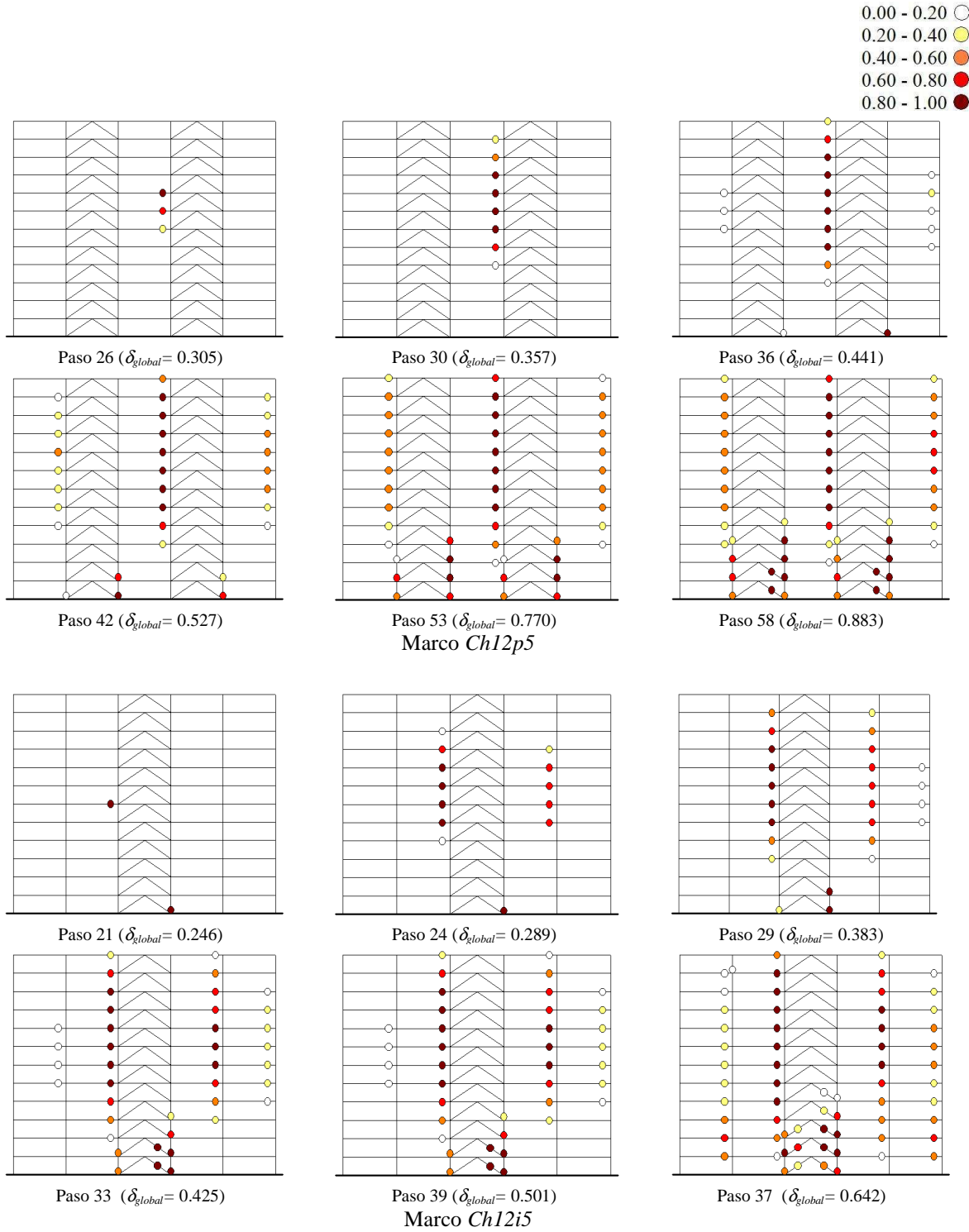


Figura 1.13. Instantáneas de fluencia modelo de doce niveles con aportación de columnas del 50%

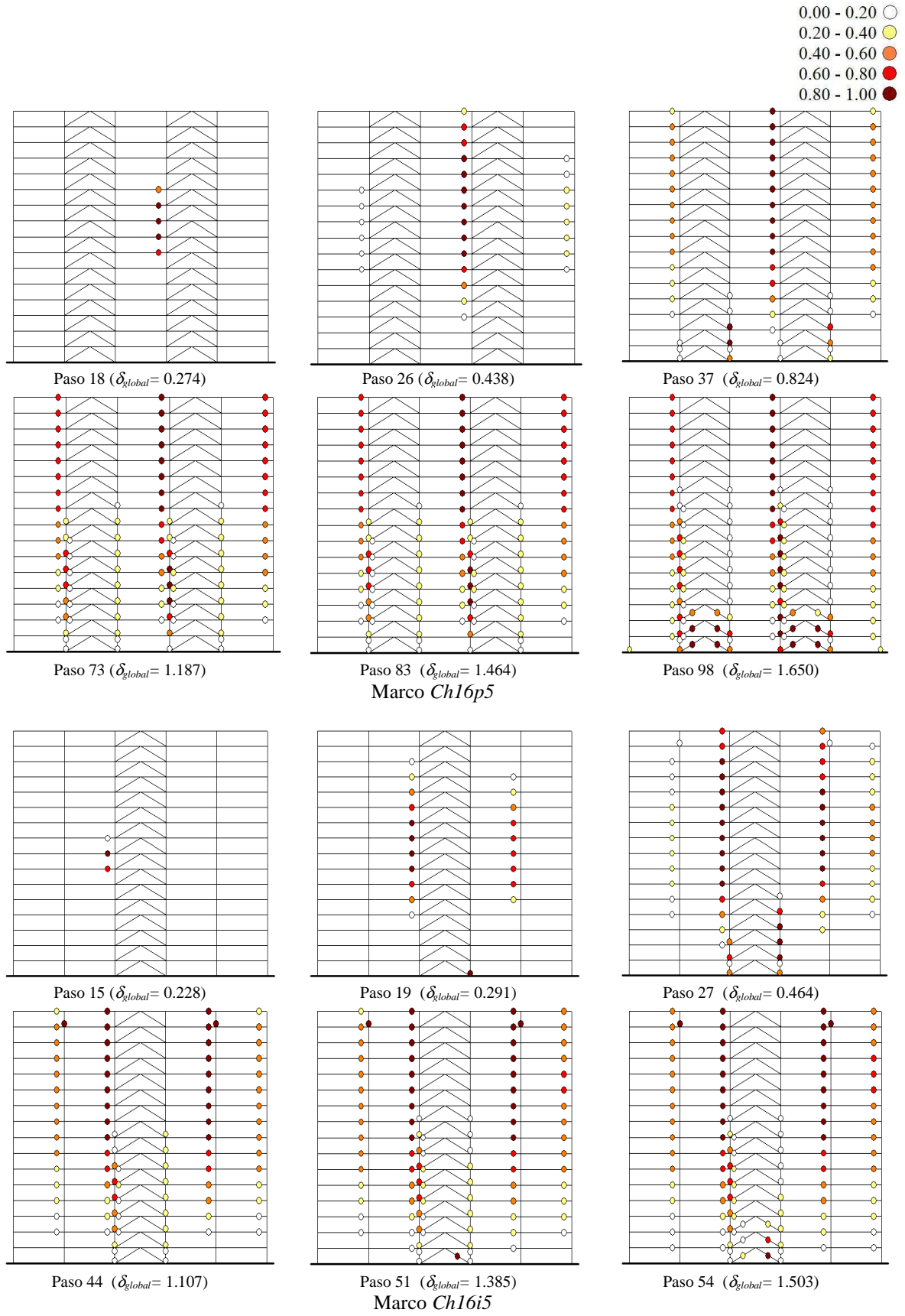


Figura 1.14. Instantáneas de fluencia modelo de dieciséis niveles con aportación de columnas del 50%

1.4.2 Aportaciones de columnas al cortante resistente del 50%

Los marcos *Ch4p5*, *Ch4i5*, *Ch8p5*, *Ch8i5*, *Ch12p5*, *Ch12i5*, *Ch16p5* y *Ch16i5* tienen una aportación al cortante resistente de las columnas del marco alrededor del cincuenta por ciento, por lo que representan el límite mínimo de la aportación que proponen las Normas Técnicas (apartado 5.1, NTCS-04) para comportamiento dúctil. En la figura 1.11 se presentan las instantáneas de fluencia últimas de los modelos de cuatro niveles, mientras que en las figuras 1.12, 1.13 y 1.14 se muestran los razonamientos equivalentes para los modelos de ocho, doce y dieciséis, respectivamente.

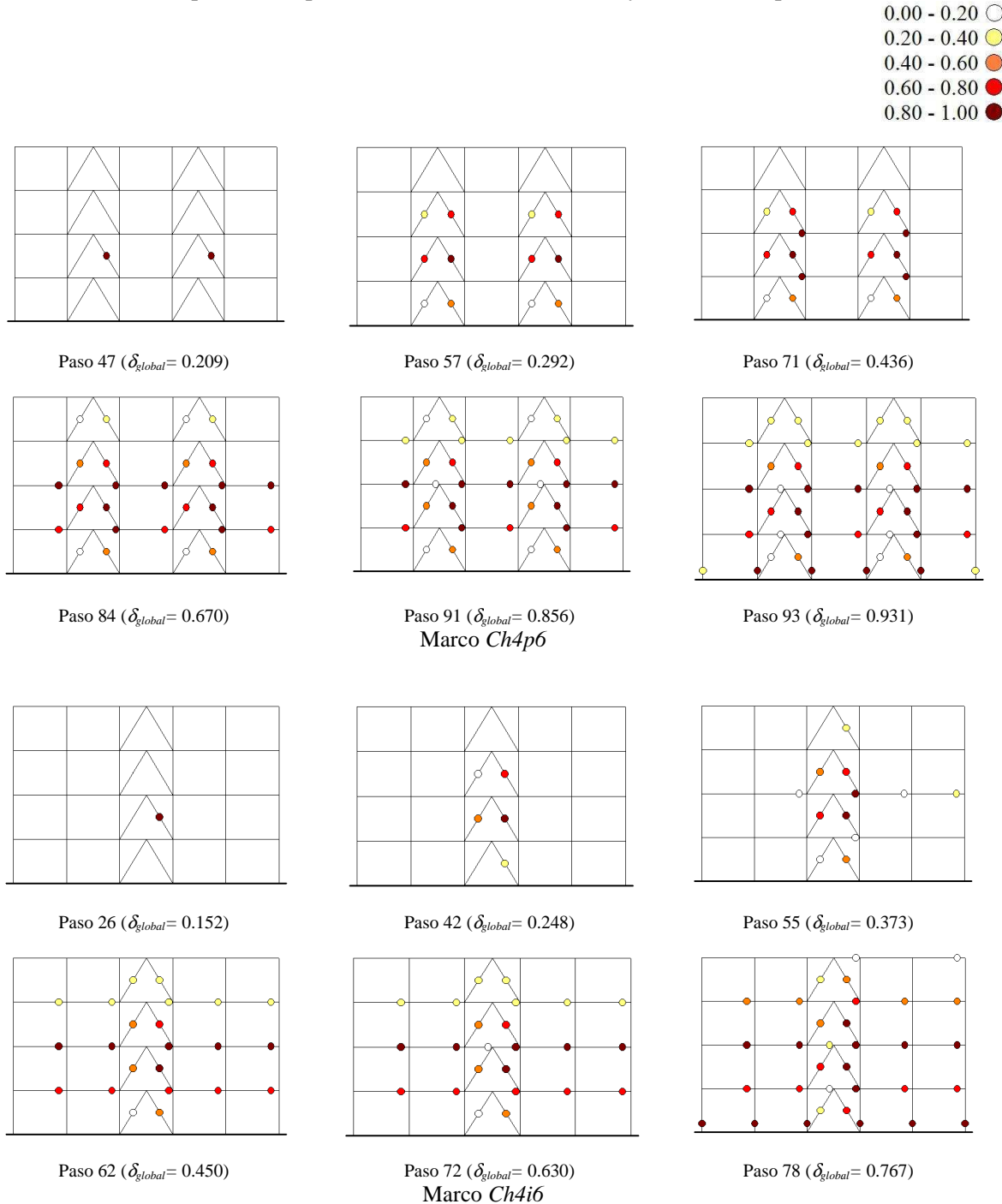


Figura 1.15. Instantáneas de fluencia modelo de cuatro niveles con aportación de columnas del 65%

En los modelos de cuatro y ocho niveles la secuencia de comportamiento inelástico inicia con el pandeo de los contravientos por compresión, seguido por la plastificación de las vigas de los entrepisos intermedio y posteriormente, la fluencia de las columnas de la crujía contraventeada, lo que es congruente con el mecanismo de colapso supuesto en la etapa de diseño.

Sin embargo, este favorable comportamiento se deteriora con el aumento de la altura de los modelos, donde las columnas se comienzan a articular antes que los contravientos, pero después que las trabes, lo que favoreció la formación de mecanismos de pisos débiles.

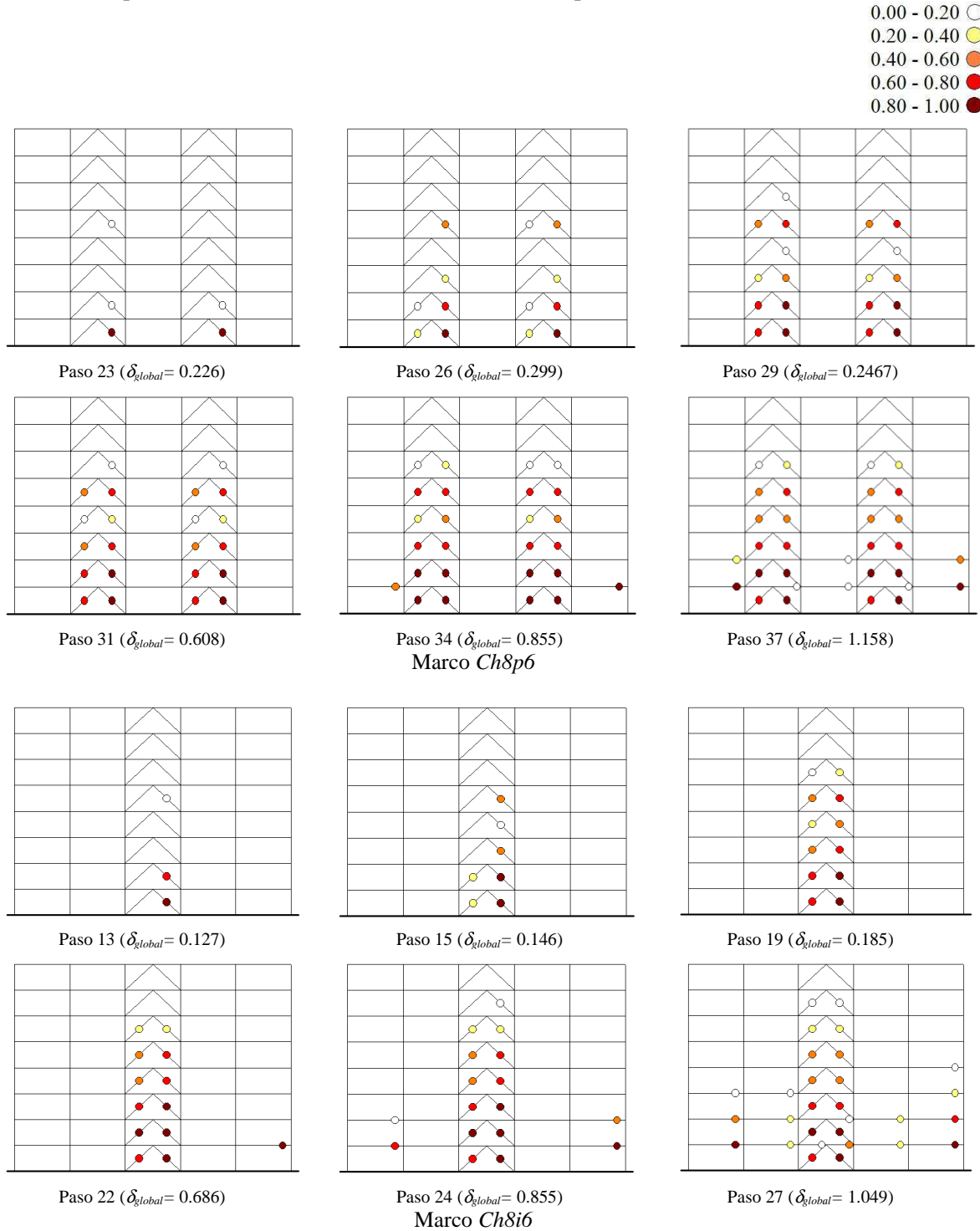


Figura 1.16. Instantáneas de fluencia modelo de ocho niveles con aportación de columnas del 65%

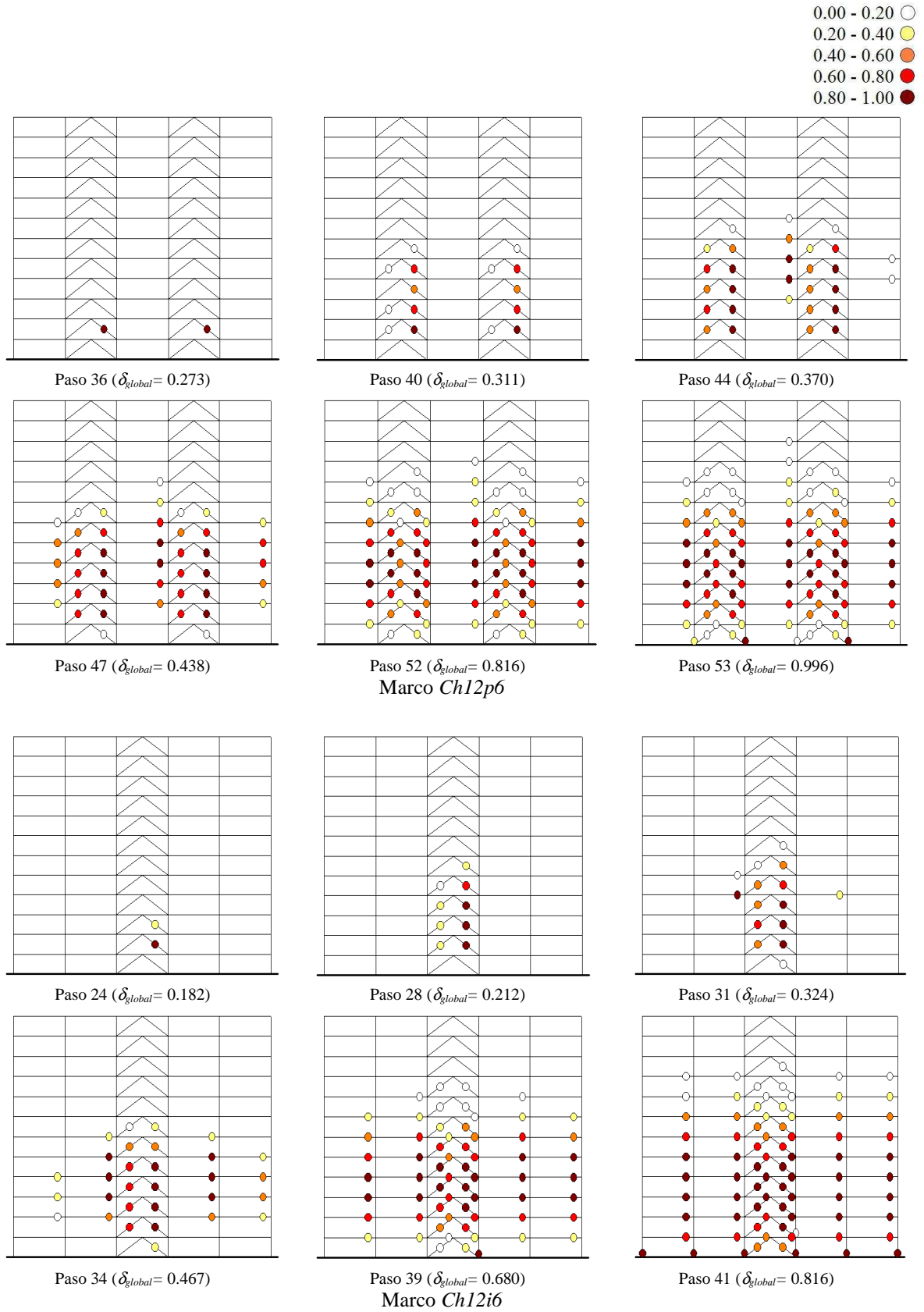


Figura 1.17. Instantáneas de fluencia modelo de doce niveles con aportación de columnas del 65%

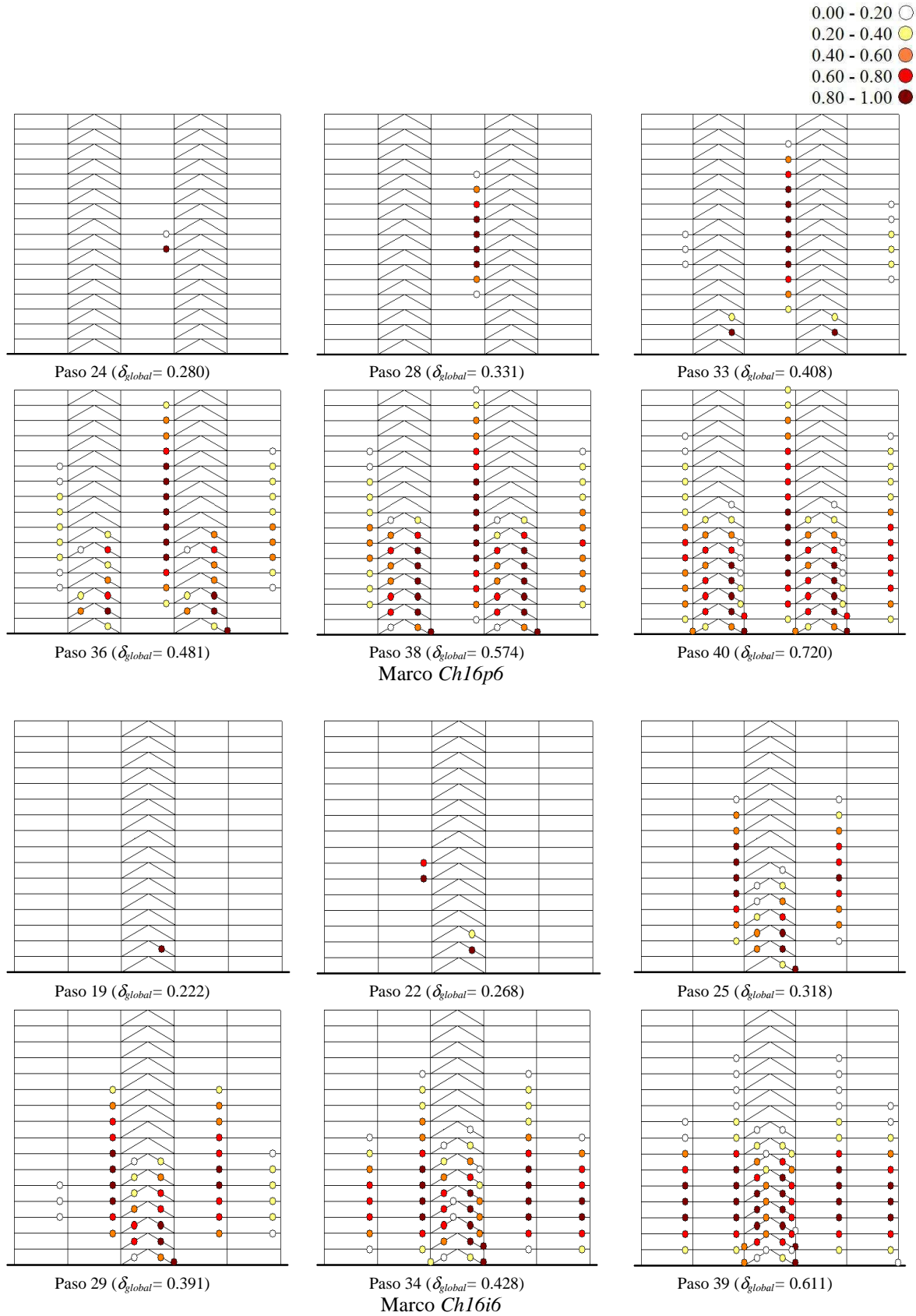


Figura 1.18. Instantáneas de fluencia modelo de dieciséis niveles con aportación de columnas del 65%

1.4.3 Aportaciones de columnas al cortante resistente del 65%

En la figura 1.15 se presentan las instantáneas de fluencia últimas de los modelos de cuatro niveles (*Ch4p6* y *Ch4i6*) cuyas columnas fueron diseñadas para resistir alrededor del 65% de la fuerza sísmica actuante, mientras que en las figuras 1.16, 1.17 y 1.18 se muestran los razonamientos equivalentes para los modelos de ocho (*Ch8p6* y *Ch8i6*), doce (*Ch12p6* y *Ch12i6*) y dieciséis (*Ch16p6* y *Ch16i6*), respectivamente.

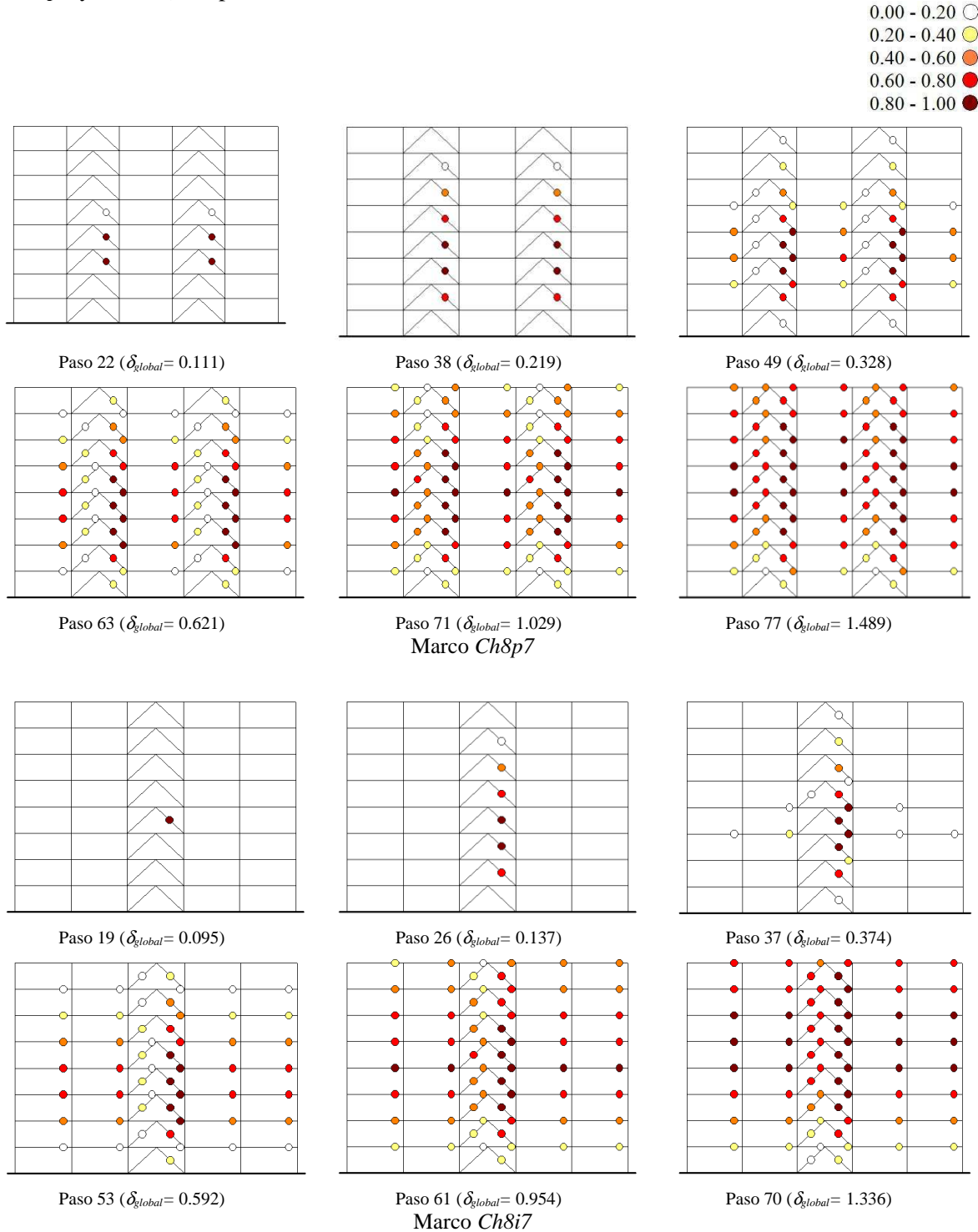


Figura 1.19. Instantáneas de fluencia modelo de ocho niveles con aportación de columnas del 75%

En este intervalo, los modelos de cuatro, ocho y doce niveles tienen una secuencia de formación de articulaciones asociada con el mecanismo de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil con poco o nulo daño en las columnas del marco. Sin embargo, los modelos de dieciséis niveles (*Ch16p6* y *Ch16i6*, figura 1.18) reportan una doble articulación en las columnas de planta baja adyacentes a las crujías contraventeadas con una baja distribución en la altura de la respuesta inelástica de los contravientos. Este mecanismo se aleja de las premisas de diseño y se asocia a una secuencia de repuesta inelástica indeseable.

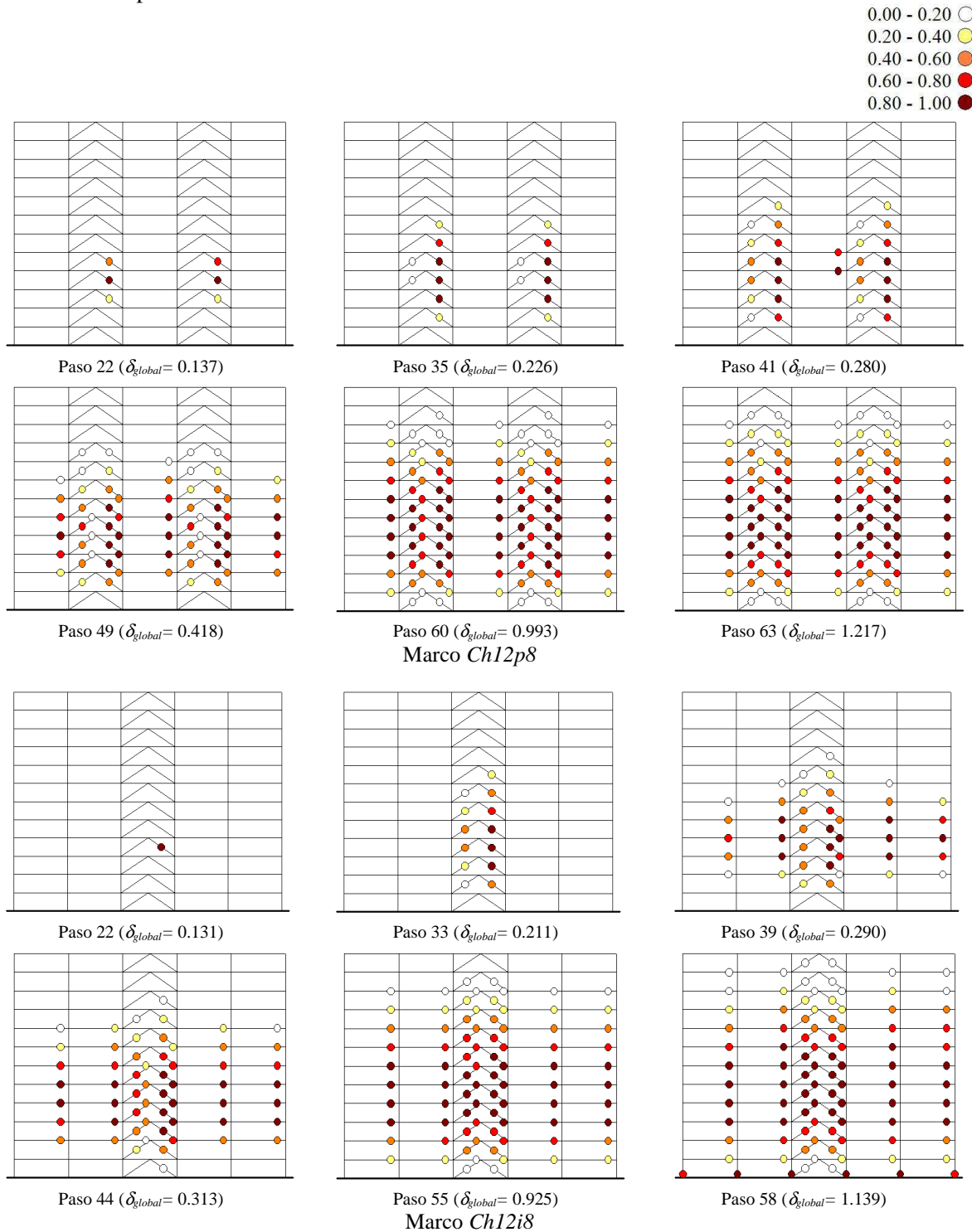


Figura 1.20. Instantáneas de fluencia modelo de doce niveles con aportación de columnas del 80%

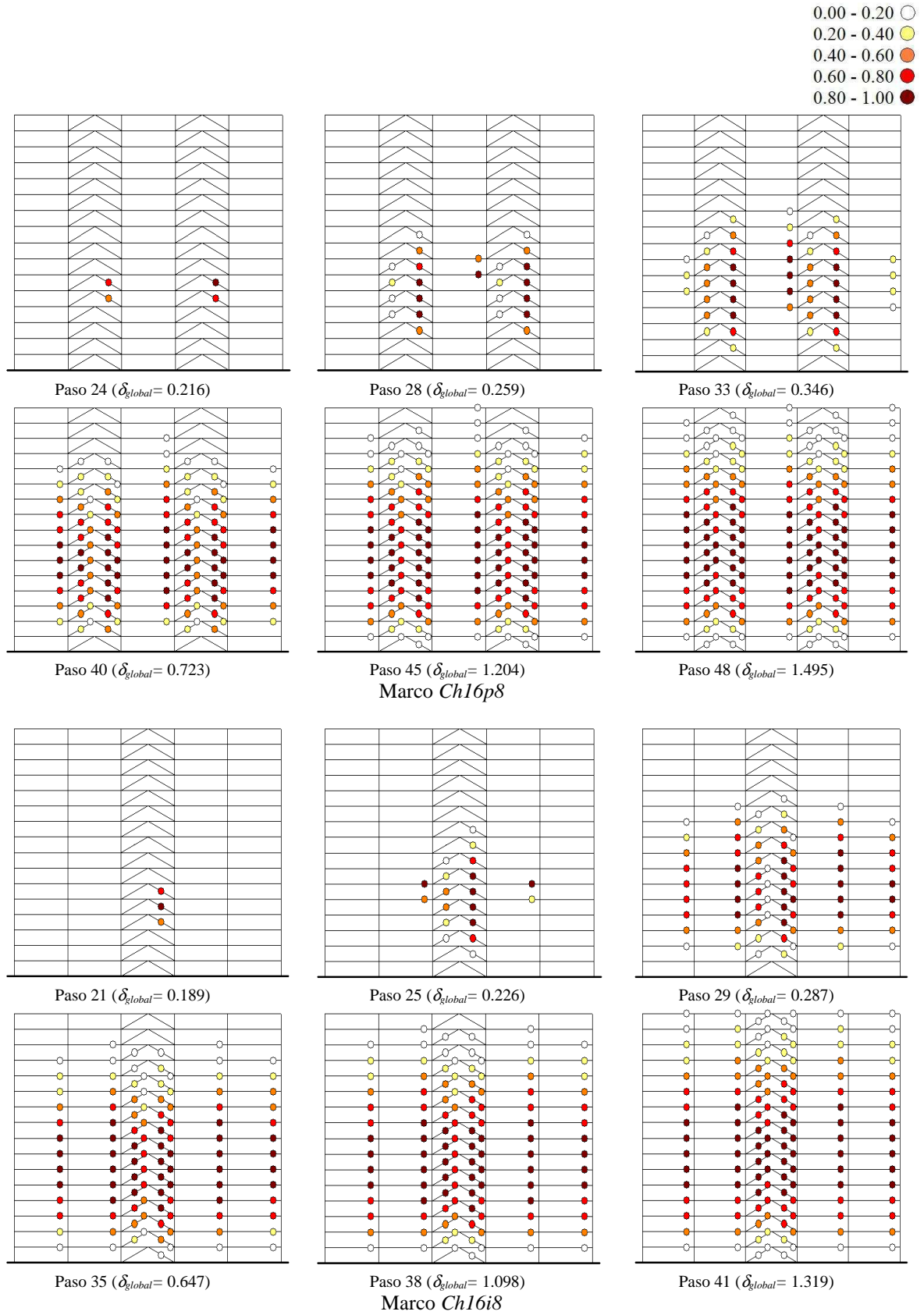


Figura 1.21. Instantáneas de fluencia modelo de dieciséis niveles cuando la aportación de columnas es del 80%

1.4.4 Aportaciones de columnas al cortante resistente del 75%

Estos modelos fueron diseñadas para resistir el máximo porcentaje de la fuerza sísmica (entre el 75 y 80%) que se estudió. En las figuras 1.19, 1.20 y 1.21 se presentan los resultados de los modelos de ocho, doce y dieciséis niveles, respectivamente. Los modelos coinciden aceptablemente bien con el mecanismo de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil de las suposiciones de diseño. Éstos reportan una adecuada distribución en la altura del comportamiento no lineal con una importante cantidad de contravientos y trabes plastificadas y sólo algunas columnas con rotaciones inelásticas en la base de los marcos.

1.4.5. Demandas inelásticas máximas

En la tabla 1.17 se presentan las rotaciones máximas distinguiendo trabes y columnas en radianes y los acortamientos y alargamientos en contravientos en centímetros en cada uno de los marcos críticos contraventeados que se analizaron.

Estas magnitudes no son la máxima sollicitación determinada en los análisis no lineales, sino que se enuncian las máximas rotaciones, acortamientos y alargamientos reales que soportan los elementos modelados considerando los criterios de pruebas experimentales propuestos en Kemp (1996) y que se ejemplifican en Tapia (2005).

Tabla 1.17 Rotaciones, alargamientos y acortamientos máximos de los modelos

Modelo	Rotación en columnas (radianes)	Rotación en trabes (radianes)	Alargamiento (centímetros)	Acortamiento (centímetros)
<i>Ch4p2</i>	0.0010	0.0000	0.0307	0.0836
<i>Ch4i2</i>	0.0048	0.0000	1.1054	1.8019
<i>Ch4p5</i>	0.0060	0.0106	2.2262	3.3459
<i>Ch4i5</i>	0.0091	0.0135	2.7951	4.1969
<i>Ch4p6</i>	0.0077	0.0161	3.6662	4.8701
<i>Ch4i6</i>	0.0022	0.0127	2.6193	3.8384
<i>Ch8p2</i>	0.0204	0.0358	0.0000	4.4739
<i>Ch8i2</i>	0.0233	0.0247	0.0000	5.5194
<i>Ch8p5</i>	0.0036	0.0061	0.9968	2.8028
<i>Ch8i5</i>	0.0039	0.0067	1.4373	3.3743
<i>Ch8p6</i>	0.0000	0.0116	4.7175	5.2873
<i>Ch8i6</i>	0.0000	0.0165	5.2755	6.0768
<i>Ch8p7</i>	0.0000	0.0147	3.8959	5.2000
<i>Ch8i7</i>	0.0000	0.0224	4.4050	5.5270
<i>Ch12p5</i>	0.0053	0.0161	0.0000	0.1020
<i>Ch12i5</i>	0.0109	0.0094	0.4745	1.5362
<i>Ch12p6</i>	0.0171	0.0307	7.1152	7.4594
<i>Ch12i6</i>	0.0158	0.0315	7.5129	7.8512
<i>Ch12p8</i>	0.0087	0.0293	6.7186	7.0916
<i>Ch12i8</i>	0.0002	0.0209	4.9490	5.3296
<i>Ch16p5</i>	0.0377	0.0859	0.2398	0.9769
<i>Ch16i5</i>	0.0328	0.0561	0.2357	0.8163
<i>Ch16p6</i>	0.0015	0.0078	0.6636	0.8694
<i>Ch16i6</i>	0.0016	0.0066	1.0966	1.6019
<i>Ch16p8</i>	0.0000	0.0239	5.0261	5.3770
<i>Ch16i8</i>	0.0000	0.0256	5.4652	5.8132

1.5 Post-proceso de resultados

1.5.1 Cortante lateral resistente mínimo aportado por las columnas del marco

En la literatura (por ejemplo Bruneau *et al.* 1998) se han presentado estudios de edificios estructuras con marcos contraventeados de poca o mediana altura, cuyos resultados coincide aceptablemente bien con las suposiciones iniciales en la etapa de diseño elástica cuando la aportación de las columnas está cercana al cincuenta por ciento de la fuerza sísmica. Sin embargo, los resultados expuestos demuestran que este favorable comportamiento deja de coincidir con el aumento de la altura.

Los análisis muestran una alta dependencia de la altura, de modo que considerando los resultados del modelo de 56 metros (16 niveles), cuando la aportación de las columnas al cortante lateral resistente es del 65 %, como referencia extrema y ajustando las referencias intermedias (modelos de 8 y 12 niveles), se propuso una curva que define la aportación mínima de las columnas al cortante resistente del modelo, mediante la cual se pretenden obtener mecanismos finales congruentes con las premisas de diseño de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

$$\frac{V_{R\ Col}}{V_{R\ Total}} \geq 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{F_{y\ Col}}{F_{y\ Diag}}} \quad (3)$$

En la ecuación anterior, H es la altura del edificio, B la dimensión en planta en la dirección del análisis, $F_{y\ Diag}$ el esfuerzo de fluencia de los contravientos y $F_{y\ Col}$ el esfuerzo de fluencia de las columnas. En la figura 1.22 se ejemplifica el comportamiento del límite propuesto con los resultados de los modelos estudiados.

La curva presentada considera que las columnas son de acero A572 Gr. 50 con contravientos A-36. En el caso de que ambos elementos fueran de acero tipo A-36, el límite propuesto sería ligeramente menor por considerar que las rotaciones inelásticas en las columnas se podrían presentar antes.

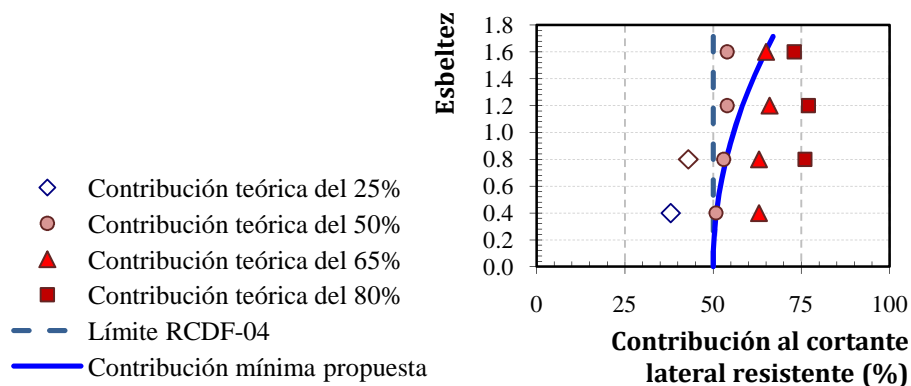


Figura 1.22. Comportamiento del límite propuesto en relación a los modelos analizados

1.5.2 Rigidez de las trabes

Como se ha hecho notar, la resistencia al sismo de una edificación proviene de dos fuentes: el marco y los contravientos. La aportación de la fuerza sísmica de los marcos, no sólo depende de las columnas, sino de la rigidez de las trabes.

En la figura 1.23 se presentan las relaciones de esfuerzo de la combinación sísmica e_{sismo} de las tres trabes centrales (las dos crujeías contraventeadas y la crujía central sin contravientos) de dos modelos representativos asociados a comportamientos de respuesta inelástica congruentes con las premisas iniciales de diseño (*Ch8p5* y *Ch12p6*). Las relaciones de esfuerzo representan la proporción entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente y se presentan normalizadas con la relación de esfuerzo de la carga gravitacional e_{grav} , de manera que si la magnitud de las relaciones de esfuerzo es menor a uno, significa que la combinación por carga vertical rigió el diseño de la trabe en el entrepiso indicado. En cambio, si la relación de esfuerzos es superior a uno, significa que la combinación sísmica rigió el diseño, porque fue mayor a la sollicitación gravitacional.

Debido a que los análisis inelásticos son estáticos crecientes en una sola dirección, las gráficas incluyen los resultados para las trabes de ambos extremos para cada una de las crujeías estudiadas. En ellas, se aprecia que la influencia de la combinación por cargas laterales en el diseño final de las trabes decrece con la altura, sobre todo en las crujeías contraventeadas, lo que se significa que la combinación por cargas gravitacionales predomina el diseño de las trabes en los entrepisos superiores.

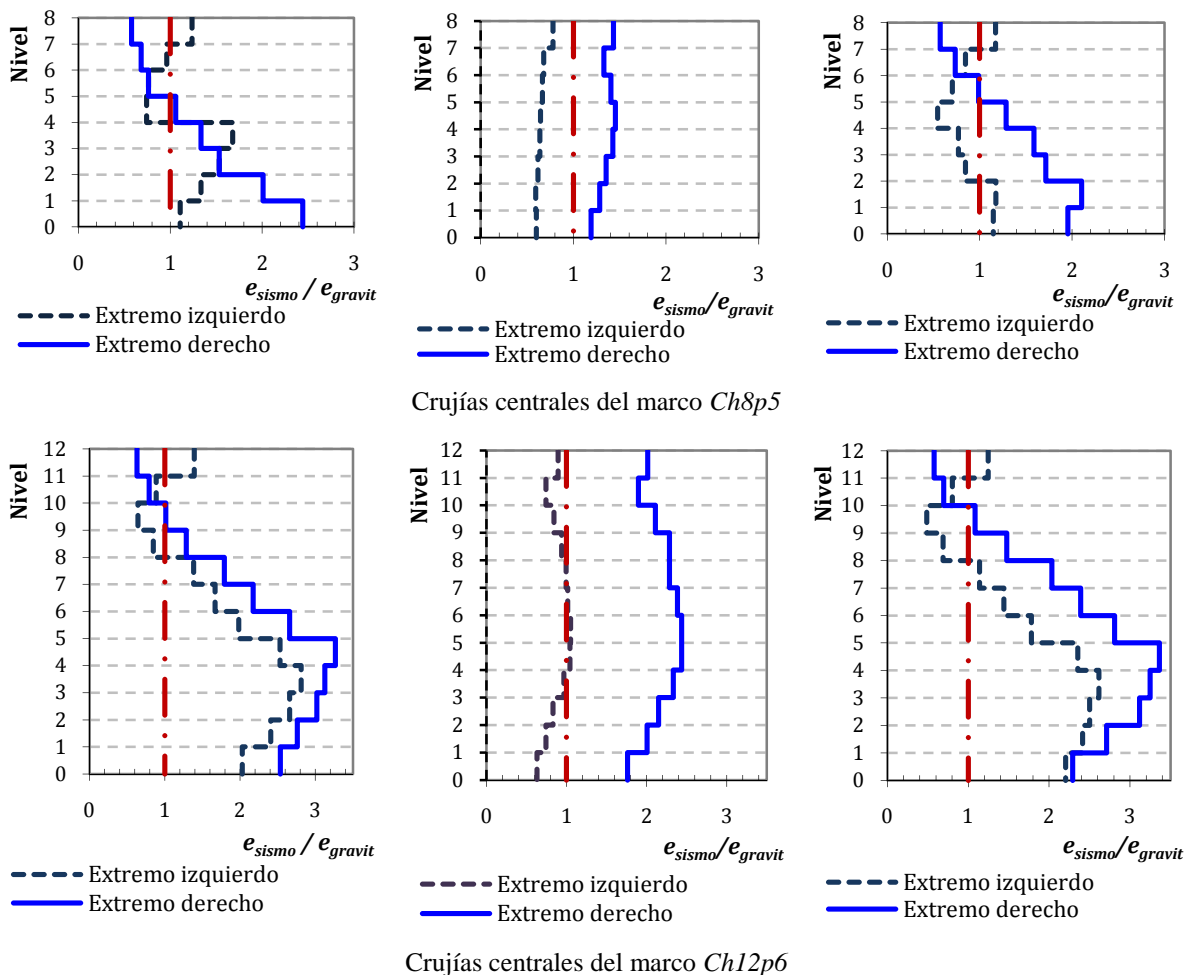


Figura 1.23. Relaciones de esfuerzo de las trabes de las tres crujeías centrales

1.5.3 Comportamiento de los contravientos

En la figura 1.24 se presentan gráficas que relacionan el comportamiento de la relación de esbeltez kl/r para tres diferentes anchos de crujía L cuando se varía el espesor t de la sección transversal del contraviento con el ancho de la sección constante en $b=15$ cm y $b=25$ cm, equivalente a los modelos *Ch8p5* y *Ch12p5*.

Las relaciones presentadas consideran un factor de longitud efectiva $k=1.0$, considerando la distancia a ejes de la intersección del nudo columna – trabe – contraviento. Las gráficas reportan relaciones de esbeltez kl/r menores a los límites de esbeltez para marcos dúctiles contraventeados de distintos reglamentos internacionales (tabla 1.18), aún cuando el ancho de la crujía es igual a $L=450$ cm. Esto implica que en edificios con contravientos tipo chevrón con dimensiones comunes analizados con diseños racionales, los requisitos de esbeltez de los contravientos se satisfacen sin muchas complicaciones debido a las condiciones geométricas de esta configuración.

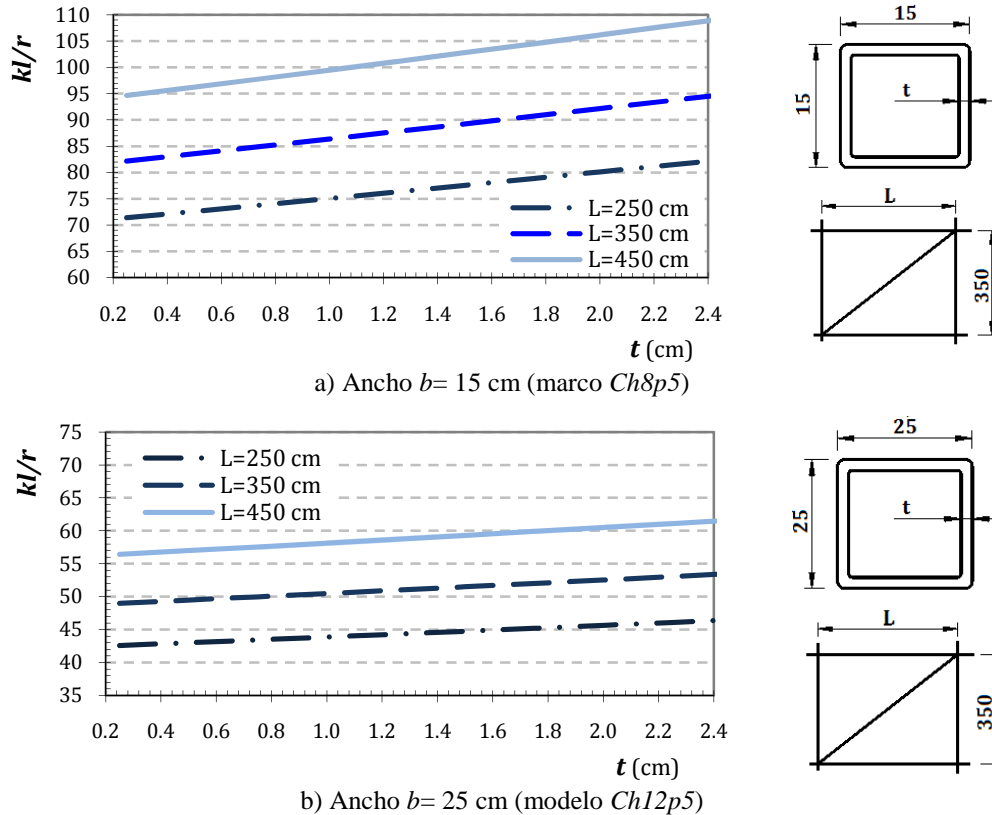


Figura 1.24. Comportamiento de la esbeltez del contraviento en función del ancho

Con respecto a las relaciones de esbeltez máximas en contravientos, la nueva versión del reglamento canadiense (CISC-2006) aumentó el límite a $kl/r=200$ por considerar que contravientos esbeltos poseen suficiente sobrerresistencia al cortante de entrepiso para compensar la reducción de la capacidad para disipar energía (Tremblay 2008).

Como se enuncia en la tabla 1.18, otros reglamentos proponen límites menores: el SNZ 1997 de Nueva Zelanda, el AISC 2005 de Estados Unidos y el EC3-03 de la Comunidad Europea especifican 120, 140 y 150, respectivamente (Tremblay 2005). Las Normas Técnicas

Complementarias para el Diseño de Estructuras Metálicas (NTCM-04) solicita que la relación de esbeltez de los contravientos de marcos dúctiles sea $kl/r < 167$ ($5.88\sqrt{E/F_y}$) cuando el acero es A36 (Ap. 6.2.3, NTCM-04); además, solicita que la sección sea compacta para evitar la aparición de pandeo local o fracturas prematuras.

Tabla 1.18. Relaciones de esbeltez de contravientos en marcos dúctiles

Reglamento	Relación de esbeltez, kl/r
Nueva Zelanda (SNZ – 1997)	120
Estados Unidos (AISC – 2005)	140
Europeo (EuroCode3 – 2003)	150
México (NTCM – 2004)	167
Canadá (CAN CSA – 2005)	200

1.6 Conclusiones

Se analizaron 13 edificios regulares de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico tipo chevrón entre cuatro y dieciséis niveles (entre 14 m. a 56 m), que se diseñaron y concibieron siguiendo las características de edificios existentes en la Zona del Lago de la Ciudad de México, considerando estrictamente los planteamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Asimismo, se realizaron análisis inelásticos estáticos ante carga monótona creciente para observar la secuencia de demandas inelásticas y mecanismos de colapso y su relación con las premisas iniciales de diseño.

En el estudio, se notó que el intervalo de aportación del cortante resistente de las columnas y contravientos para el cual se obtienen mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil parece tener una estrecha relación con la altura de la edificación (tendencia observada). Estos resultados corroboraron que el límite establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo que solicita que el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica actuante sea resistido por las columnas del marco sin considerar la aportación de los contravientos es adecuado, a fin de obtener mecanismos de colapso congruentes para edificios de baja altura. Sin embargo, los mecanismos asociados en modelos de mediana y gran altura no siguieron este deseable comportamiento.

Con base en estos resultados, se propuso una metodología para determinar la aportación mínima del cortante lateral resistente que deben soportar las columnas del marco en relación al sistema de contravientos, en función de la altura de la edificación y de los esfuerzos de fluencia de las columnas y de los contravientos.

El capítulo demuestra que en configuraciones de edificios convencionales diseñados con métodos racionales, la posibilidad de que se presente un contraviento que no sea de sección compacta e incumpla los límites de las relaciones de esbeltez para marcos dúctiles de los reglamentos vigentes es prácticamente nula.

Capítulo II

Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales

RESUMEN

En este capítulo se presentan observaciones sobre la redistribución de cargas internas en marcos dúctiles momento resistentes con contraventeo concéntrico diseñados para suelo blando conforme a los criterios del RCDF-04 con diferentes aportaciones del cortante lateral resistente entre las columnas del marco y el sistema de contravientos. El estudio incluye los elementos mecánicos, rotaciones en trabes y columnas y deformaciones axiales en los contravientos de los nudos críticos a lo largo de análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente.

ABSTRACT

In this chapter observations of the internal load redistribution in ductile moment resisting concentrically braced frames are presented. The models were designed for soft soils according with the Mexico's Federal District Code (RCDF-04) for different lateral shear resisting contributions between the columns of the frame and the bracing system. The study includes loads in the elements, rotations in beams and columns and axial deformation in the braces of critical joints along the pushover analysis.

Capítulo II

Estudio de la redistribución de cargas internas en análisis estáticos no lineales

2.1. Antecedentes

En el capítulo anterior, se diseñaron 13 edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico de distintas alturas, en los que además se varió la aportación al cortante resistente de las columnas del marco en relación al sistema de contravientos. Los modelos fueron diseñados siguiendo estrictamente los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y, posteriormente, fueron sometidos a análisis no lineales ante cargas estáticas monótonas crecientes.

Los modelos de baja altura se caracterizaron por mecanismos finales dominados por el pandeo de los contravientos en compresión en los pisos inferiores con poco o nulo daño en las columnas, lo que concuerda con reportes de investigaciones similares a marcos contraventeados de poca altura (Bruneau *et al.* 1996 y MacRae *et al.* 2005). Sin embargo, los resultados en los modelos de mediana altura o mayores reportaron mecanismos predominados por pisos débiles de poca ductilidad con reservas de resistencia alta y baja distribución en la altura de la disipación de energía, lo que concuerda con resultados de estudios similares que se diseñaron siguiendo las tendencias de los reglamentos internacionales como Khatib *et al.* (1998), Elghazouli (2003) y Tapia 2005.

Con base en esos resultados, se hizo notar que los mecanismos de colapso obtenidos variaban en función de la aportación de las columnas al cortante lateral, tal que se determinaron contribuciones mínimas de la carga sísmica que debían soportar las columnas del marco para obtener mecanismos congruentes con las premisas iniciales de diseño. De manera que en este capítulo se estudia la redistribución de cargas internas, centrando la atención en las crujeas críticas de modelos de mediana altura (12 niveles) cuyos mecanismos de colapso se incluyen en la figura 2.1.

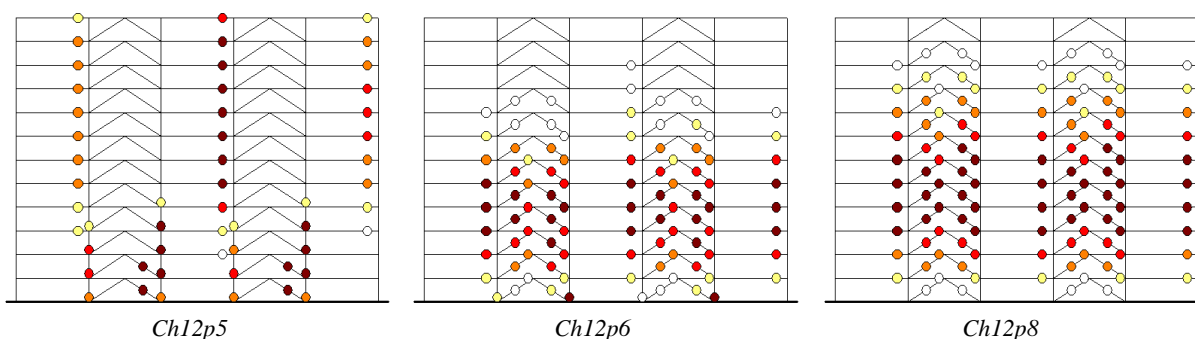


Figura 2.1. Mecanismos de colapso de los modelos estudiados

2.2. Redistribución en modelos de 12 niveles

Considerando los resultados obtenidos, se determinó que la segunda crujía contraventeada era la que presentaba las mayores demandas inelásticas y lideraba la tendencia del mecanismo de falla obtenido, de manera que propuso estudiar detalladamente el comportamiento de los elementos a lo largo del análisis (figura 2.2).

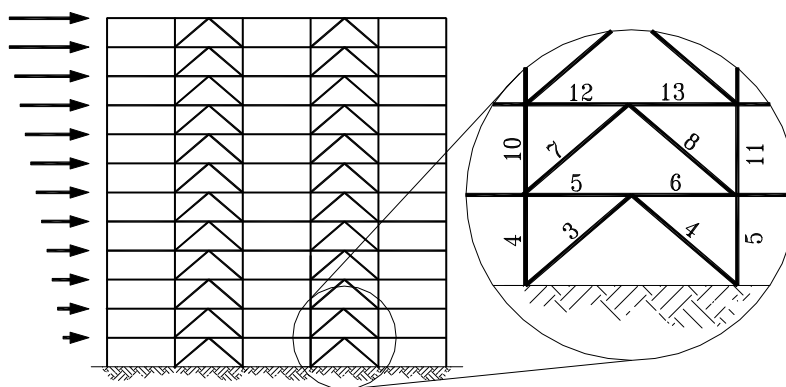


Figura 2.2. Identificación de los elementos estudiados

2.2.1 Respuesta de los contravientos

En la figura 2.3 se presenta el comportamiento de la carga axial en los contravientos en relación con la distorsión de entrepiso a lo largo del análisis. El acortamiento o alargamiento máximo presentado no es el asociado al último paso que se realizó en el análisis no lineal, sino que éstos consideran la magnitud máxima real que pueden desarrollar los elementos conforme a la propuesta de determinación publicada en Kemp (1996).

Debido a que la carga estática creciente se colocó de izquierda a derecha como se ilustró en la figura 2.2, los elementos 3 y 7 tienen una carga a tensión, mientras que los contravientos 4 y 8 soportan una solicitud por compresión. Las curvas presentadas están normalizadas con respecto a la fuerza axial que ocasiona la plastificación por fluencia P_y en los elementos de tensión y respecto a la carga nominal que provoca el pandeo por compresión P_{pandeo} , graficadas con magnitud positiva. Las cargas de compresión se graficaron como positivas, mientras que las cargas en tensión se ilustraron como negativas.

Debido a que los modelos se diseñaron para resistir menor o mayor cortante lateral, no es extraño que los contravientos del modelo *Ch12p5* soporten una mayor carga axial, que los modelos cuyos contravientos deben aportar un menor porcentaje. De estos resultados, se desprende que los contravientos más dúctiles son los que se asocian a los modelos con una mayor aportación al cortante lateral resistente en relación a las columnas del marco.

En la tabla 2.1 se enuncia la magnitud del alargamiento o acortamiento plásticos finales de los contravientos estudiados al final del análisis. Conforme a esto, las mayores deformaciones axiales se presentaron en el modelo *Ch12p6*, que representa el caso intermedio de las aportaciones modeladas en el capítulo anterior.

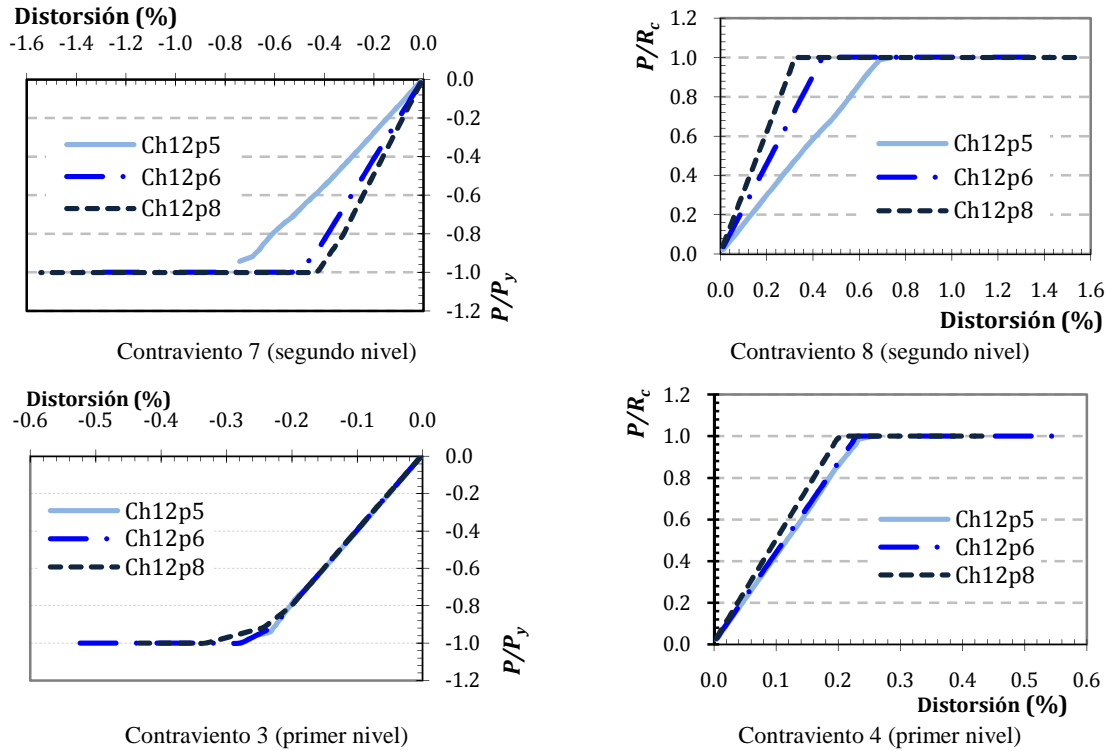


Figura 2.3. Comportamiento de la carga axial normalizada de contravientos en los análisis no lineales

2.2.1.1 Modelado y esbeltez de los contravientos

En diversos estudios se ha demostrado el impacto de la relación de esbeltez de los contravientos en su respuesta inelástica y su relevante influencia en el comportamiento de los ciclos histeréticos de los contravientos (Khatib *et al.* 1998, Tremblay 2003, Tapia 2005, Karavasilis *et al.* 2007).

Tabla 2.1. Acortamientos y alargamientos plásticos reportados en los contravientos comparados

Contraviento	Modelo	Alargamiento (cm.)	Acortamiento (cm.)
3	Ch12p5	0.0000	0.0000
	Ch12p6	0.5277	0.0000
	Ch12p8	0.2828	0.0000
4	Ch12p5	0.0000	0.0853
	Ch12p6	0.0000	1.0100
	Ch12p8	0.0000	0.7663
7	Ch12p5	0.0000	0.0000
	Ch12p6	2.1160	0.0000
	Ch12p8	1.8940	0.0000
8	Ch12p5	0.0000	0.0937
	Ch12p6	0.0000	2.5540
	Ch12p8	0.0000	2.3660

Para profundizar en este aspecto, en la figura 2.4 se muestran las relaciones de esbeltez de los contravientos considerados por entrepiso de los edificios estudiados en tres bloques: los marcos perimetrales que se diseñaron con aportaciones de la fuerza sísmica de las columnas cercano al límite de las Normas Técnicas (*Ch4p5*, *Ch8p5*, *Ch12p5* y *Ch16p5*), un segundo bloque con los marcos de los edificios con contribución de la fuerza sísmica de las columnas intermedia (*Ch8p6*, *Ch12p6* y *Ch16p6*), y un tercer bloque con las máxima aportación modelada (*Ch4p7*, *Ch8p7*, *Ch12p8* y *Ch16p8*).

Todos los contravientos satisfacen el límite propuesto en las Normas Técnicas igual a $kL/r=167$ (Apartado 6.2.3, NTCM – 04), y dado que los contravientos son robustos en su mayoría, es viable considerar que el comportamiento será regido por pandeo local antes que se presente la falla global como ha sucedido en sismos recientes (Tapia y Tena 2001).

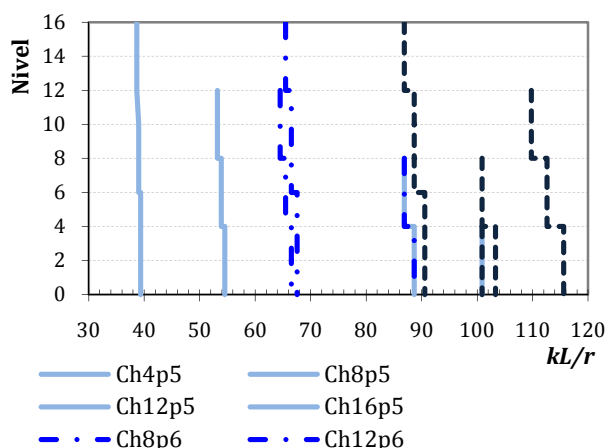


Figura 2.4. Relación de esbeltez por pandeo lateral de los modelos estudiados.

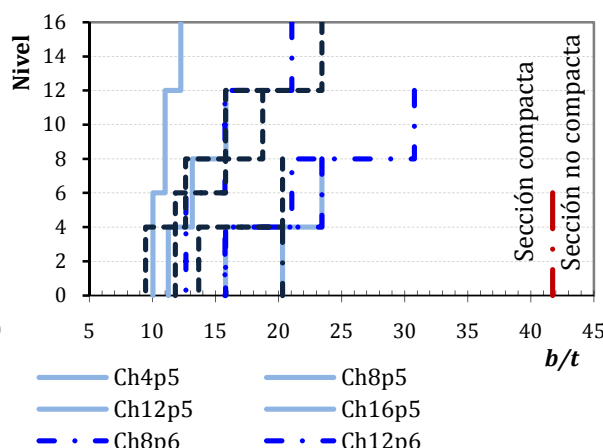


Figura 2.5. Relación de esbeltez por pandeo local de los modelos estudiados.

En la figura 2.5 se presentan las relaciones de esbeltez de las placas b/t (ancho contra espesor) para identificar el estado límite de pandeo local. El límite para elementos en compresión pura es $1.47\sqrt{E/F_y}$, que se incluye en la gráfica cuando el acero es A36 ($f_y=2,530 \text{ kg/cmm}^2$).

Las proporciones ancho contra espesor de las placas están alejadas del límite que las clasificaría como secciones no compactas, tal que se puede afirmar que, analíticamente al menos, estas secciones pueden soportar ciclos de histéresis sin pérdidas repentinas de su capacidad.

2.2.2 Comportamiento de las columnas

2.2.2.1 Demandas por flexo-compresión

En la figura 2.6 se presenta el comportamiento de la carga axial que soporta la columna contra el momento flexionante. La carga axial está normalizada con la carga que produce la fluencia P_y , mientras que el momento se normaliza con el momento de fluencia de la sección transversal M_y . En las gráficas se incluye además el diagrama de interacción $P - M$ considerado durante la etapa de análisis con el *Drain-2DX* para observar su interrelación. En las curvas, una carga positiva indica compresión, mientras que la carga negativa indica que el elemento está a tensión.

Las columnas adyacentes al contraviento de tensión (columnas 4 y 10) tienen una carga a compresión por cargas gravitacionales al inicio del análisis que cambia significativamente a tensión hacia el final del análisis. Los modelos que fueron diseñados para que las columnas aporten las mayores contribuciones de la fuerza sísmica (*Ch12p6* y *Ch12p8*) tienen un comportamiento estable

muy similar con un aumento de la solicitación flexionante asociada a incrementos de cargas axiales bastante constantes. En cambio, el modelo *Ch12p5* se ve muy demandado por cargas axiales desde el inicio de los análisis, de manera que alcanza un momento máximo que ocasiona el rápido deterioro de su capacidad. Todos los modelos fluyen antes de lo esperado de la envolvente modelada en los análisis.

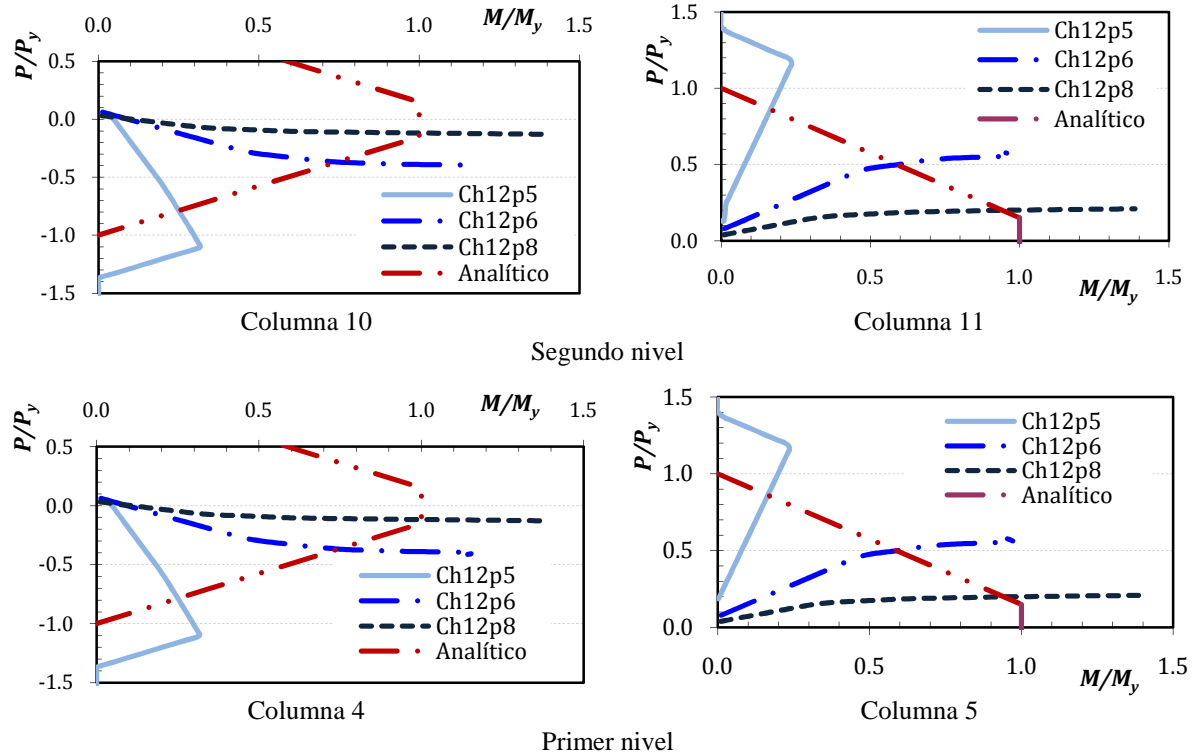


Figura 2.6. Comportamiento de la carga axial normalizada de las columnas en los análisis no lineales

Las columnas adyacentes a los contravientos de compresión tienen la misma tendencia cuando las columnas están diseñadas para resistir un cortante resistente que cumple al límite la restricción de las Normas Técnicas (marco *Ch12p5*), que es significativamente diferente al resto de los modelos considerados.

Tabla 2.2. Rotaciones plásticas positivas y negativas de las columnas comparadas

Columna	Modelo	Rotación (radianes)
4	Ch12p5	0.0030
	Ch12p6	0.0003
	Ch12p8	0.0000
5	Ch12p5	0.0030
	Ch12p6	0.0009
	Ch12p8	0.0000
10	Ch12p5	0.0036
	Ch12p6	0.0001
	Ch12p8	0.0000
11	Ch12p5	0.0046
	Ch12p6	0.0002
	Ch12p8	0.0000

A fin de redondear el estudio de los resultados, en la tabla 2.2 se presentan las deformaciones máximas alcanzadas por las columnas. Las máximas rotaciones plásticas se asocian al modelo cuyas columnas aportan al límite la mínima fuerza sísmica que estipula las Normas Técnicas del 50%, esto es mayor concentración de daño.

2.2.2.2 Solicitaciones de fuerza cortante

En la figura 2.7 se presenta el comportamiento del cortante normalizado con el peso total contra la distorsión de la columna en porcentaje a lo largo de los análisis de las tres columnas del lado derecho del marco. De manera que las columnas 6 y 12 son las columnas exteriores y las columnas 4, 5, 10 y 11 son las columnas adyacentes a la crujía contraventeada.

Las columnas adyacentes a la crujía contraventeada del modelo *Ch12p5* en ambos entrepisos, después de alcanzar su aportación máxima, pierden súbitamente su aportación hasta ser prácticamente nula hacia el final del análisis, lo que no ocurre con la columna extrema que reporta un comportamiento cuasi lineal.

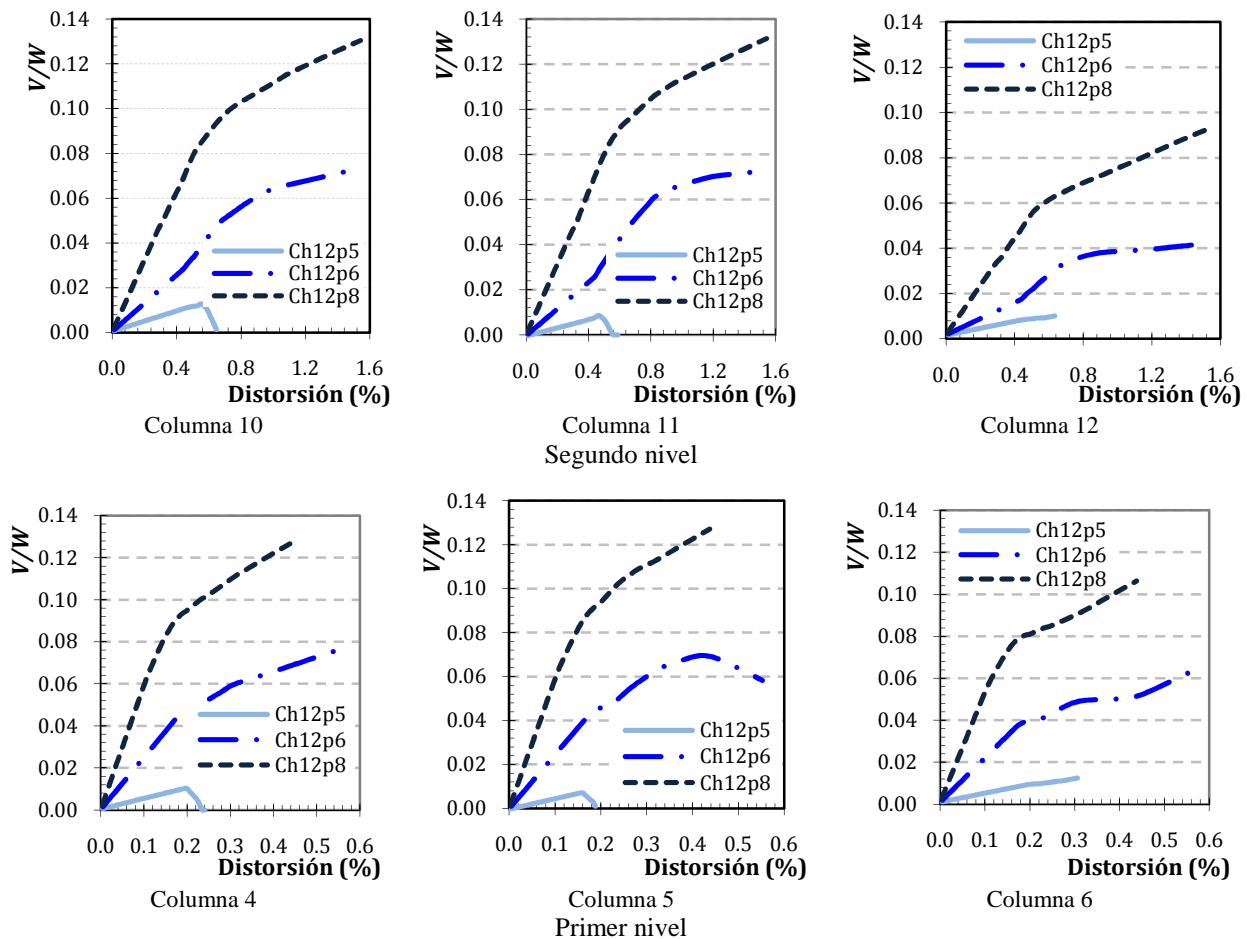


Figura 2.7. Comportamiento del cortante normalizado contra distorsión en las columnas

Por otra parte, las columnas que fueron diseñadas para resistir un cortante lateral resistente mayor (*Ch12p6* y *Ch12p8*) tienen comportamientos no lineales estables asociados a una mayor ductilidad. La columna que reporta el comportamiento más dúctil está en el modelo *Ch12p6* con una magnitud igual a $\mu=2.89$.

2.2.3 Comportamiento de las trabes

2.2.3.1 Demandas por flexión

En la figura 2.8 se compara el momento flexionante de las trabes normalizado con el momento de fluencia M_y . Las trabes 5, 6, 12 y 13 son trabes de la crujía contraventeadas que van de un nudo trabe – columna a la conexión central con los contravientos y a continuación al siguiente nudo trabe – columna. Mientras que los elementos 4, 7, 11 y 14 son las trabes de las crujías a ambos lados de la crujía contraventeada que conectan un nudo trabe – columna a un nudo trabe – columna.

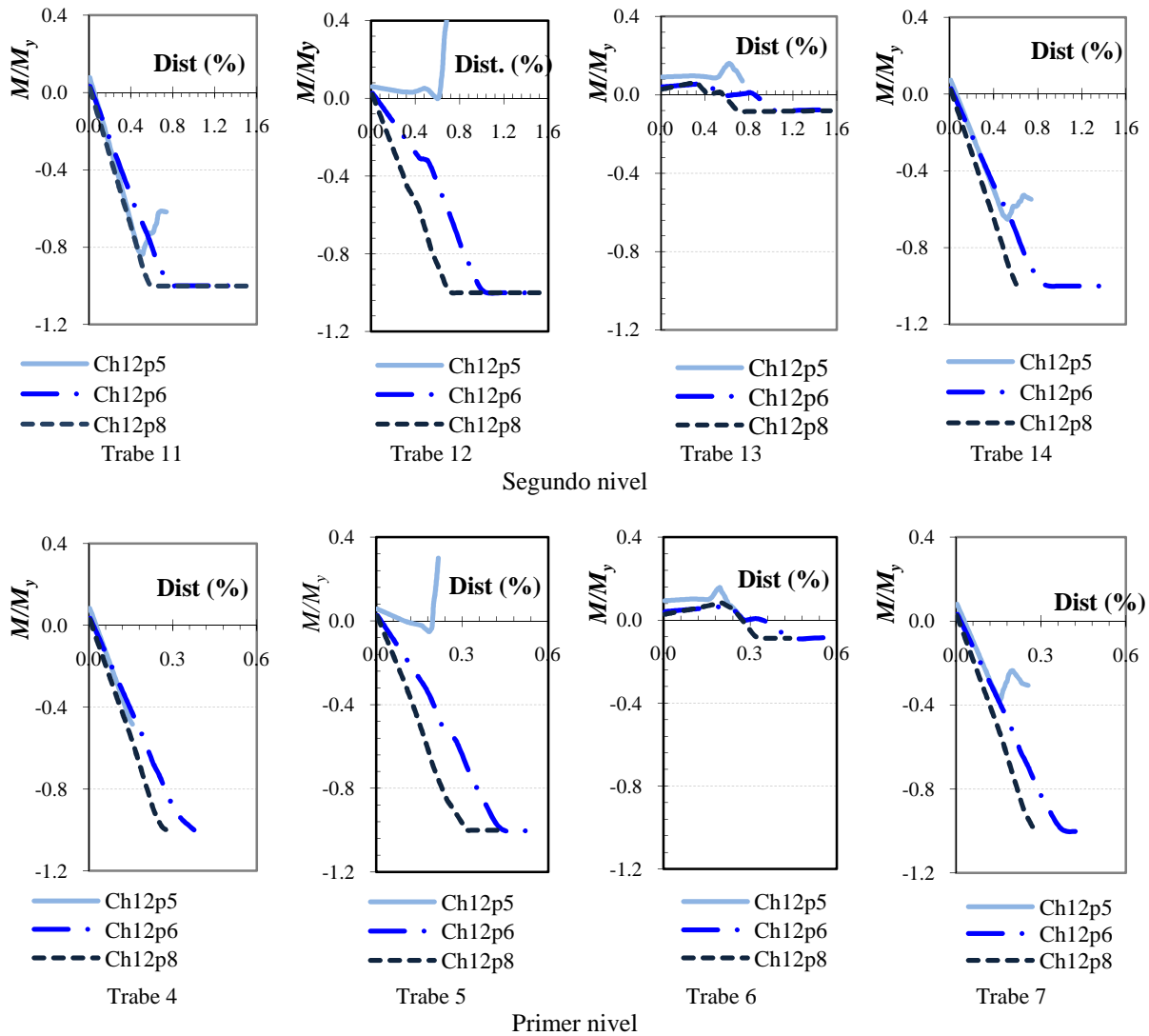


Figura 2.8. Comportamiento del momento de las trabes en los análisis no lineales

Las trabes del lado izquierdo de la crujía contraventeada (elementos 5 y 12) reportan un aumento de la solicitación flexionante estable hasta que alcanzan la fluencia cuando las columnas de los modelos están asociadas a un mayor porcentaje del cortante lateral resistente (modelos *Ch12p6* y *Ch12p8*). Sin embargo, las trabes del modelo *Ch12p5* inician con la misma tendencia hasta que

reportan un súbito cambio en la demanda actuante asociada a la biarticulación de las columnas sin que se presente la fluencia de la prácticamente ninguna trabe.

En contraparte, las trabes del lado derecho de la crujía contraventeada (elementos 6 y 13) exponen cambios bruscos de magnitud y dirección de los momentos flexionantes actuantes después de que el sistema comienza su incursión en el intervalo inelástico, asociado a unas súbitas pérdidas de capacidad por la biarticulación de las columnas, el pandeo del contraviento en compresión y la fluencia del contraviento en tensión.

Se demuestra a partir de los resultados presentados en las gráficas que las trabes que no forman parte de la crujía articulada alcanza en todos los casos el momento de fluencia en los modelos *Ch12p6* y *Ch12p8* que están asociados a una mejor distribución de la respuesta inelástica en la altura.

En la tabla 2.3 se muestran las máximas rotaciones plásticas positivas y negativas obtenidas en el último paso considerado en la crujía crítica. Cuando la magnitud de la rotación es igual a cero, significa que el elemento se conservó elástico en el análisis.

Tabla 2.3. Rotaciones plásticas positivas y negativas de las trabes comparadas

Trabe	Modelo	Rotación positiva (rad.)	Rotación negativa (rad.)
5	<i>Ch12p5</i>	0.0030	0.0000
	<i>Ch12p6</i>	0.0000	0.0193
	<i>Ch12p8</i>	0.0000	0.0043
6	<i>Ch12p5</i>	0.0000	0.0000
	<i>Ch12p6</i>	0.0000	0.0214
	<i>Ch12p8</i>	0.0000	0.0067
12	<i>Ch12p5</i>	0.0000	0.0000
	<i>Ch12p6</i>	0.0000	0.0244
	<i>Ch12p8</i>	0.0000	0.0113
13	<i>Ch12p5</i>	0.0000	0.0000
	<i>Ch12p6</i>	0.0000	0.0266
	<i>Ch12p8</i>	0.0000	0.0136

2.2.3.1.1 Rotaciones

En la figura 2.9 se presentan el comportamiento de las rotaciones en las trabes comparadas contra distorsiones de entrepiso en porcentaje. En ellas, se incluyen únicamente los modelos *Ch12p6* y *Ch12p8*, ya que el modelo *Ch12p5* no presentó disipación de energía en estos elementos.

Las trabes del lado derecho de la conexión de los contravientos en ambos entrepisos se articularon antes que las trabes del lado izquierdo, lo que debe asociarse a la influencia de la respuesta inelástica de los contravientos debido a que la carga estática creciente se aplicó de izquierda a derecha. Por esta razón, en la siguiente sección, se consideró necesario estudiar la influencia de la carga axial.

2.2.3.2 Flexocompresión

Así, en la figura 2.10 se muestra el comportamiento de la carga axial en las trabes estudiadas contra el momento flexionante. La carga axial se presenta normalizada con la carga que produce la fluencia P_y , mientras que la demanda flexionante se normaliza con el momento de fluencia M_y . Los ejes de las graficas no se encuentran en el origen para mayor claridad, siendo tensión e incluyen ambas trabes de la crujía contraventeada y las trabes de las crujías adyacentes.

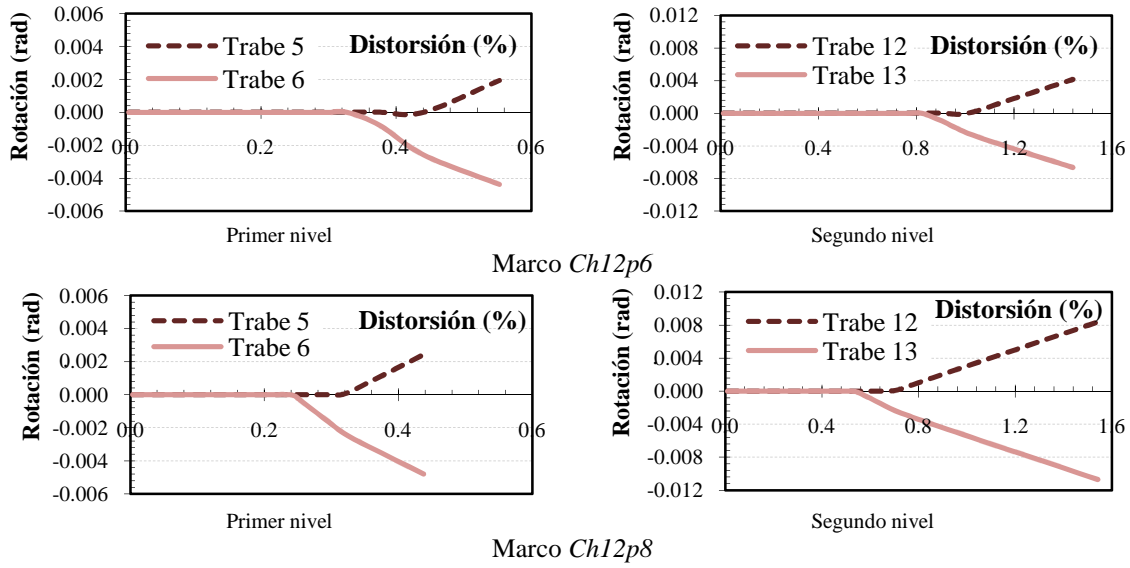


Figura 2.9. Comportamiento de la rotación plástica de las traves en los análisis no lineales

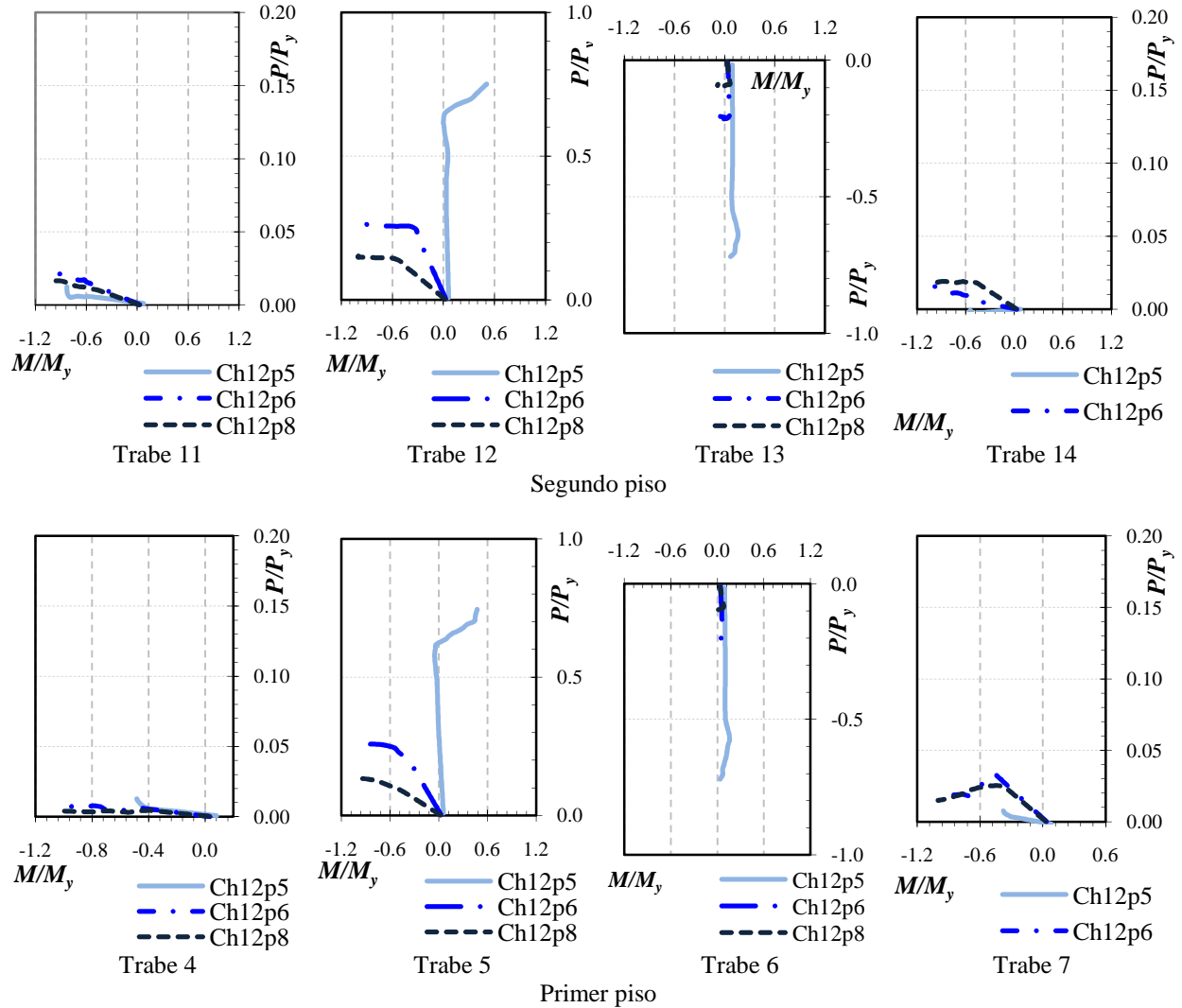


Figura 2.10. Comportamiento de la carga axial en las traves en los análisis no lineales

Con base en las gráficas, es posible asegurar que la respuesta de los contravientos afecta de manera decisiva el comportamiento de las trabes de una crujía contraventeada. Las trabes del lado derecho del contraviento (trabes 5 y 12) están en compresión con demandas flexionantes que llegan a la fluencia en los modelos que fueron diseñados para que sus columnas tengan una mayor contribución al cortante lateral resistente.

Por otra parte, las trabes del lado izquierdo del contraviento (trabes 6 y 13) soportan solicitaciones axiales en tensión con una baja demanda por flexión. Este comportamiento debe estar asociado al tipo de análisis, siendo que si las cargas estáticas se hubieran aplicado de derecha a izquierda, las trabes en tensión serían las del lado izquierdo y la axialización por tensión deberá verse disminuida en análisis dinámicos.

Se hace notar que la influencia de la carga axial en crujías sin contravientos es sumamente baja, como se ilustra en las trabes 4, 7, 11 y 14, donde ha sido necesario modificar la escala para observar su comportamiento en compresión con altas demandas flexionantes que obligan a la fluencia de las trabes.

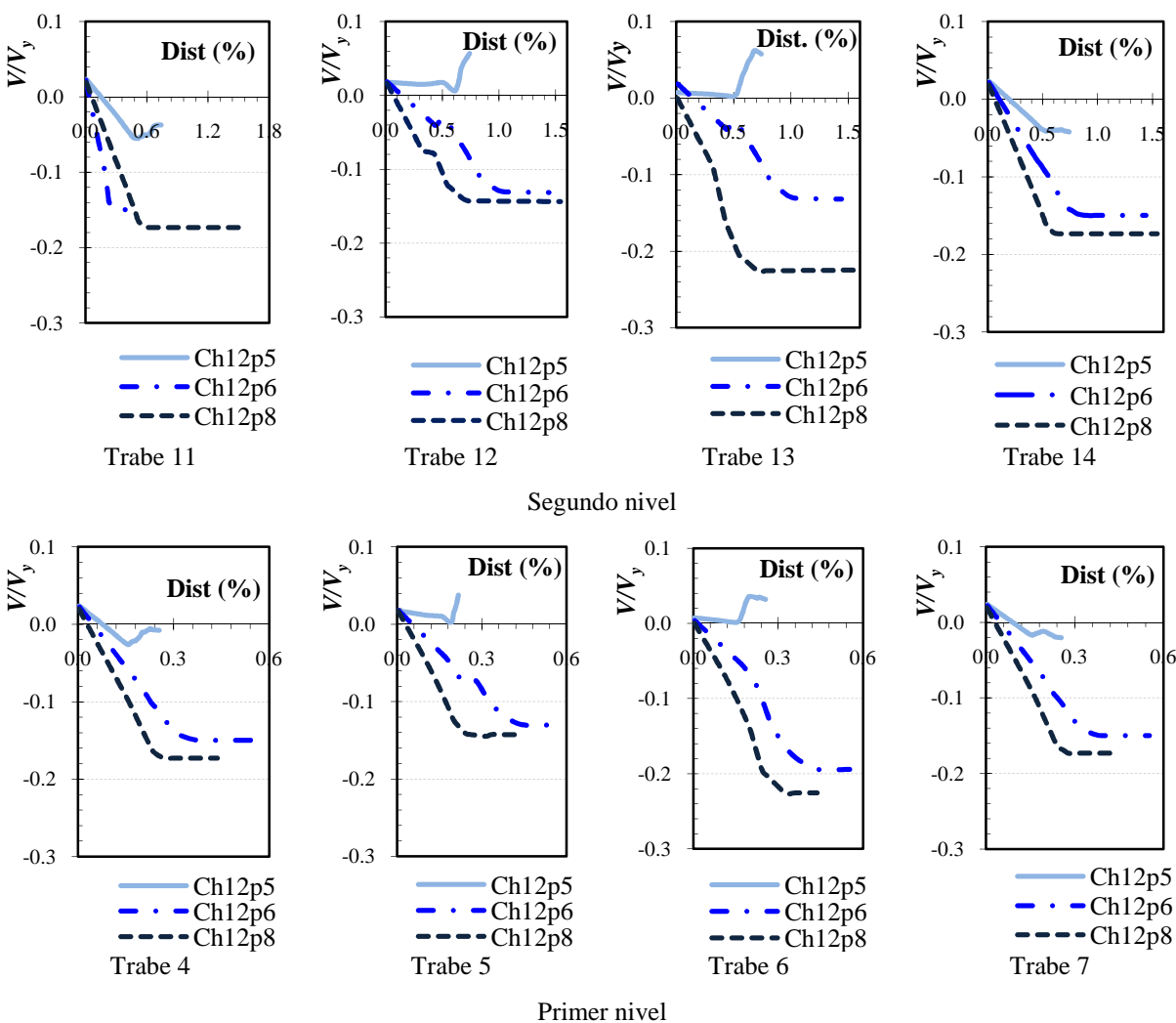


Figura 2.11. Comportamiento del cortante de las trabes en los análisis no lineales

2.2.3.3 Cortante

En la figura 2.11 se presenta el comportamiento del cortante actuante normalizado con el cortante de fluencia V_y contra la distorsión de entrepiso. En las gráficas, se presentan las trabes de la crujía contraventeada y las trabes de las crujías adyacentes.

Las trabes de la crujía contraventeada (elementos 5, 6, 12 y 13) del modelo *Ch12p5* presentan cambios de sentido de la sollicitación después de la biarticulación de las columnas, mientras que los modelos *Ch12p6* y *Ch12p8* tienen un comportamiento creciente hasta que se estabiliza la demanda después del pandeo del contraviento en compresión y la fluencia del contraviento en tensión.

2.3 Conclusiones

Se presenta un estudio del comportamiento de la redistribución de cargas en elementos críticos de marcos con contraventeo chevrón de tres edificios regulares de 12 niveles que fueron diseñados para que las columnas soporten distintas aportaciones al cortante resistente de las columnas en relación a la contribución de los contravientos.

En el capítulo se enuncia las relaciones de esbeltez kl/r de los contravientos de los modelos estudiados y las relaciones de esbeltez b/t que satisfacen ampliamente los requisitos de pandeo local. Los contravientos de los modelos cuyas columnas fueron diseñadas para resistir una mayor contribución de la carga sísmica tienen un comportamiento dúctil con la plastificación por fluencia de los contravientos en tensión y el pandeo de los elementos en compresión.

Las columnas del modelo *Ch12p5*, que se diseñó para soportar al menos el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica y que cumplen los requisitos del reglamento vigente, pero que no satisfacen la contribución mínima definida en el capítulo anterior, se biarticulan y pierden prematuramente su capacidad resistente por flexión en $0.3M/M_y$ ante el aumento de carga axial. Por otra parte, los modelos cuyas columnas que se diseñaron para resistir mayores contribuciones al cortante (*Ch12p6* y *Ch12p8*) y que cumplen con la contribución mínima propuesta en el capítulo anterior, fluyen de manera estable por flexión con cargas apenas mayores a $0.5P/P_y$ con poco o nulo daño.

Por otra parte, después del pandeo de los contravientos y biarticulación de las columnas, las trabes del modelo *Ch12p5* reportan cambios repentinos en la dirección de las sollicitaciones muy evidentes en las trabes de las crujías contraventeadas.

El efecto de axialización de las trabes sólo es relevante en los elementos de las crujías contraventeadas, que denotan la respuesta inelástica de los contravientos y las columnas a lo largo del análisis. En cambio, la sollicitación por flexión y cortante tiene magnitudes y comportamientos semejantes en las trabes de las crujías contraventeadas y no contraventeadas.

Capítulo III

Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia

RESUMEN

En este capítulo se presentan los resultados del comportamiento de los factores de modificación de carga obtenidos de análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente de 13 modelos de edificios regulares de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico tipo *chevrón*. Los modelos con alturas entre cuatro niveles y 16 niveles se diseñaron con el máximo factor de comportamiento sísmico permitido para estos sistemas ($Q=3$), variando la aportación al cortante lateral resistente entre las columnas del marco y el sistema de contravientos. Se proponen ecuaciones para obtener factores por sobrerresistencia y ductilidad más realistas para estos sistemas estructurales.

ABSTRACT

In this chapter are summarized the results related to the force modification factors obtained from pushover analyses of 13 regular steel buildings structured with ductile moment – resisting concentrically braced frames with chevron configuration. The models, between 4-story to 16-story in height, were designed for the maximum seismic response modification factor ($Q=3$) allowed for these structures, and different balances between the story shear resisted by the columns with respect to the one resisted by the bracing system. Equations are given to obtain more realistic ductility- and overstrength- related force modification factors for this structural systems.

Capítulo III

Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia

3.1 Antecedentes

Se realizaron análisis no lineales ante carga estática monótona creciente a 13 modelos de edificios regulares de cuatro hasta dieciséis entrepisos, en los que se varió la aportación al cortante resistente de las columnas en relación al sistema de contravientos.

En esta sección se estudian, a partir de las curvas cortante – distorsión, las distorsiones en la fluencia y últimas para determinar los factores por comportamiento no lineal y sobrerresistencia. En el Apéndice B intitulado *Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados*, se presentan y discuten las curvas cortante – distorsión, que incluye la distinción de la contribución de los contravientos, columnas del marco y cortante lateral teórico que debería soportar el sistema a partir de los planteamientos que el reglamento establece desde la etapa elástica de diseño.

3.2 Distorsiones

La figura 3.1 ilustra la configuración deformada de un marco de cinco niveles, cuyo quinto nivel se comporta como un cuerpo rígido, tal que el desplazamiento tangencial es de baja magnitud, pese a que el desplazamiento horizontal es grande. Este desplazamiento tangencial se obtiene considerando el desplazamiento en ambos ejes globales; es decir, que aunque la distorsión horizontal en el quinto nivel es mayor que la distorsión horizontal del tercer nivel, el desplazamiento relativo efectivo (distorsión tangencial) entre los niveles contiguos es significativamente menor.

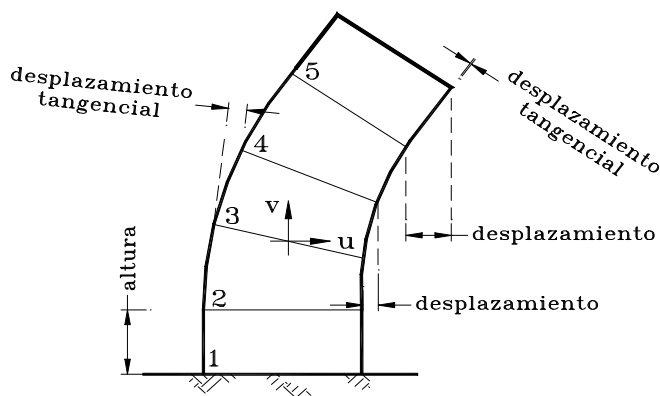


Figura 3.1. Definición de la distorsión tangencial y la distorsión horizontal

Para observar la influencia de este efecto en los modelos estudiados, se compararon las distorsiones obtenidas con la deformación en ambos ejes globales (eje X y Y) contra la que se obtendría de considerar únicamente la deformación horizontal (eje X).

La figura 3.2 presenta la comparación de las distorsiones en porcentaje determinados con ambos criterios en los tres modelos de doce niveles. En las gráficas se aprecia poca influencia de las deformaciones verticales (eje X) en la distorsión, siendo que la mayor divergencia se presenta en los niveles intermedios del modelo *Ch12p6* con una magnitud de apenas el 4.9%.

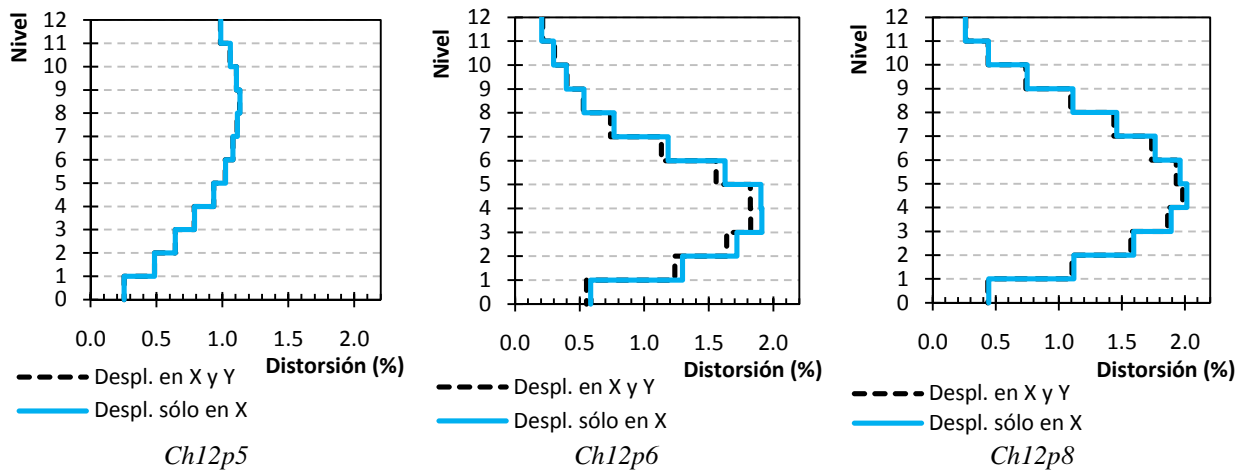


Figura 3.2. Magnitud de la distorsión tangencial y la distorsión horizontal en modelos de 12 pisos

Con base en estas observaciones, es viable no considerar el efecto de la distorsión tangencial para la obtención de las distorsiones debido a que la deformación vertical es despreciable. En la figura 3.3 se ejemplifica el procedimiento de obtención de las distorsiones en los modelos de 16 niveles al 50 percentil, 84% percentil (media más la desviación estándar) y al 100% por ciento de los análisis y que dieron sustento a las siguientes secciones.

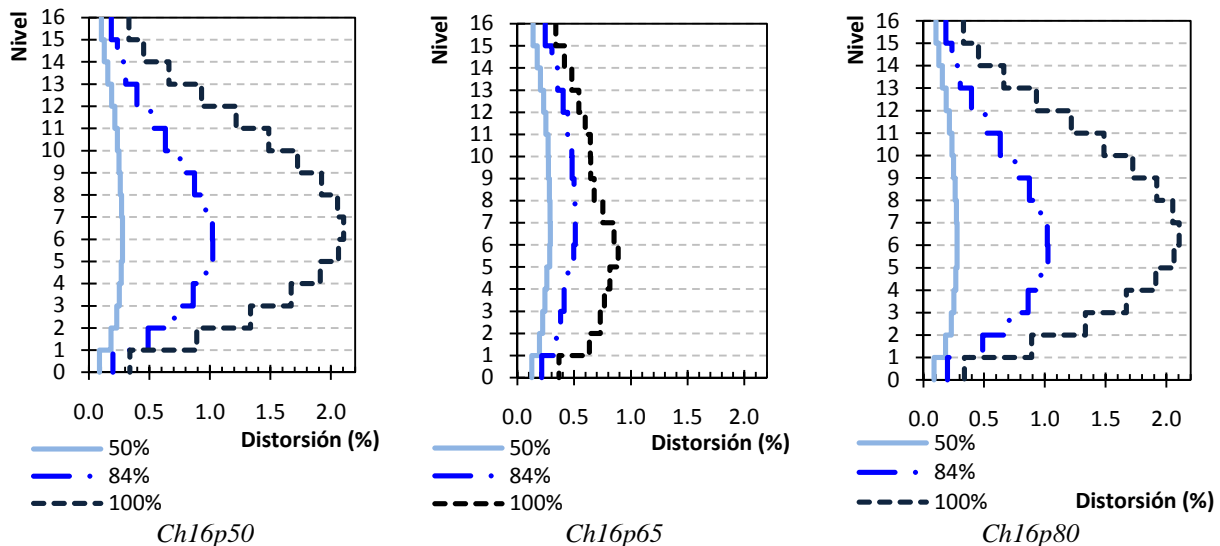


Figura 3.3. Comportamiento de la distorsión a lo largo de los análisis

3.3. Ductilidades

3.3.1 Curvas primarias idealizadas

La ecuación 3.1 define la ductilidad μ obtenida por un sistema, donde δ_y es la distorsión de fluencia y δ_u es la máxima distorsión alcanzada. Ahora, si se prolongara una línea con la misma pendiente de la curva en el intervalo elástico (rigidez elástica) hasta otra línea horizontal que señale la máxima magnitud de cortante obtenido (rigidez post-fluencia), sería posible obtener una distorsión de fluencia teórica $\delta_{y\ teo}$, a partir de una representación gráfica bilineal de la curva cortante – distorsión. Esta representación teórica del comportamiento del sistema llamada *curva primaria idealizada*, es considerada usualmente en los reglamentos para la definición de la distorsión de fluencia teórica, que no forzosamente debe coincidir con el inicio del comportamiento inelástico en la curva cortante – distorsión obtenida en los análisis (figura 3.4).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.1)$$

Con base en lo anterior, es posible definir dos magnitudes de ductilidad que dependen de la distorsión de fluencia considerada: una ductilidad μ considerando la distorsión de fluencia δ_y que marca el inicio del comportamiento inelástico en la curva cortante – distorsión, y una ductilidad teórica μ_{teo} , a partir de la distorsión de fluencia teórica $\delta_{y\ teo}$ de la curva primaria idealizada bilineal.

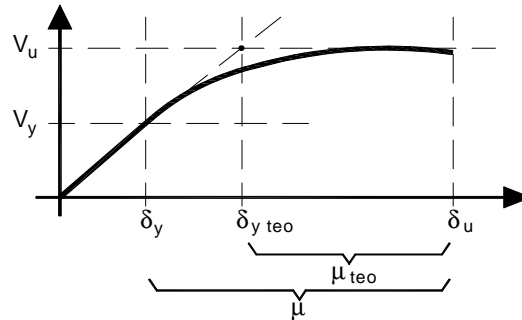


Figura 3.4. Parámetros para la definición de la ductilidad

En la tabla 3.1 se presentan la distorsión última δ_u , la distorsión de fluencia de la curva δ_y , la distorsión de fluencia teórica $\delta_{y\ teo}$ en porcentaje de los entrepisos (deformación de entrepiso entre altura de entrepiso) y la distorsión global (distorsión en la azotea entre la altura total) de los modelos de cuatro niveles, mientras que en las figuras 3.5 y 3.6 se muestran las curvas de los modelos *Ch4p5* y *Ch4p6*. No se incluye la curva del modelo *Ch4p2*, ya que exhibió un comportamiento cuasi-elástico.

Tabla 3.1. Distorsión en porcentaje de los modelos de cuatro pisos

Nivel	<i>Ch4p2</i>			<i>Ch4p5</i>			<i>Ch4p6</i>		
	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u
Global	0.23	0.25	0.27	0.20	0.30	0.86	0.29	0.39	1.27
4	0.20	0.20	0.20	0.18	0.18	0.18	0.23	0.24	0.77
3	0.27	0.27	0.27	0.24	0.31	0.67	0.28	0.43	1.41
2	0.29	0.29	0.29	0.23	0.39	1.31	0.35	0.54	1.72
1	0.23	0.25	0.34	0.21	0.36	1.26	0.27	0.38	1.18

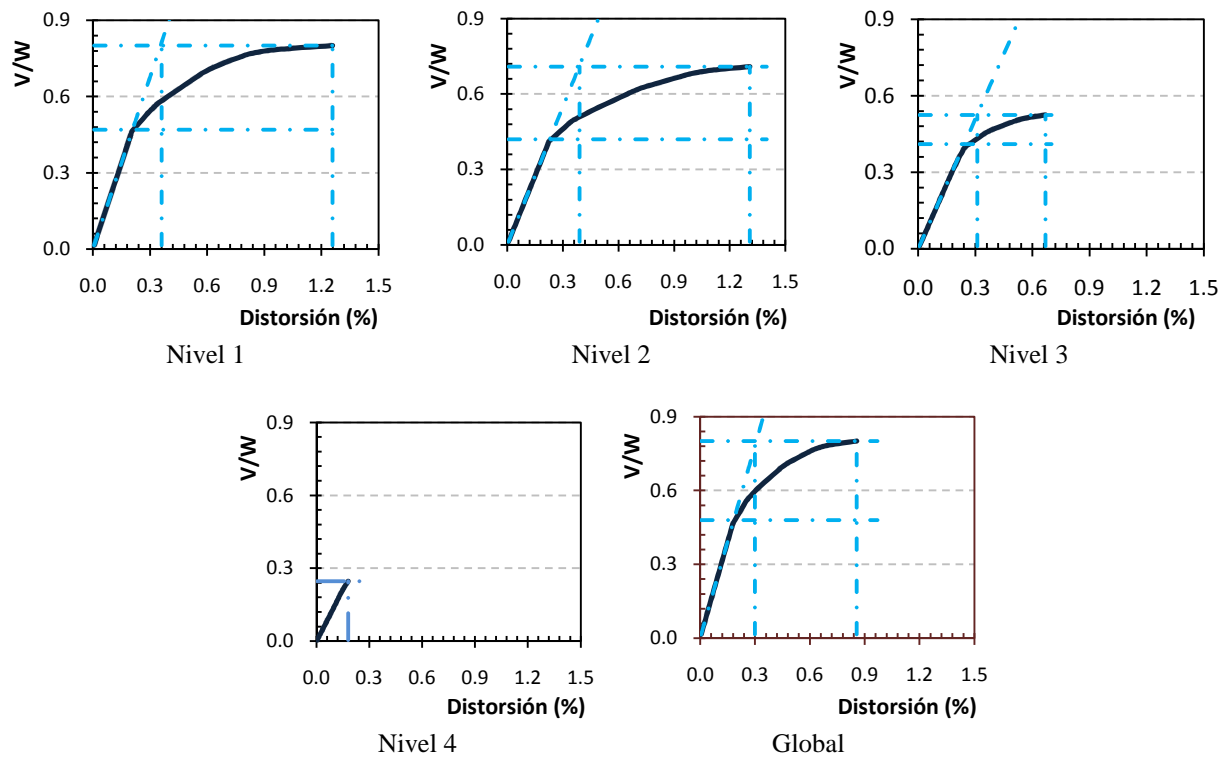


Figura 3.5. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo Ch4p5

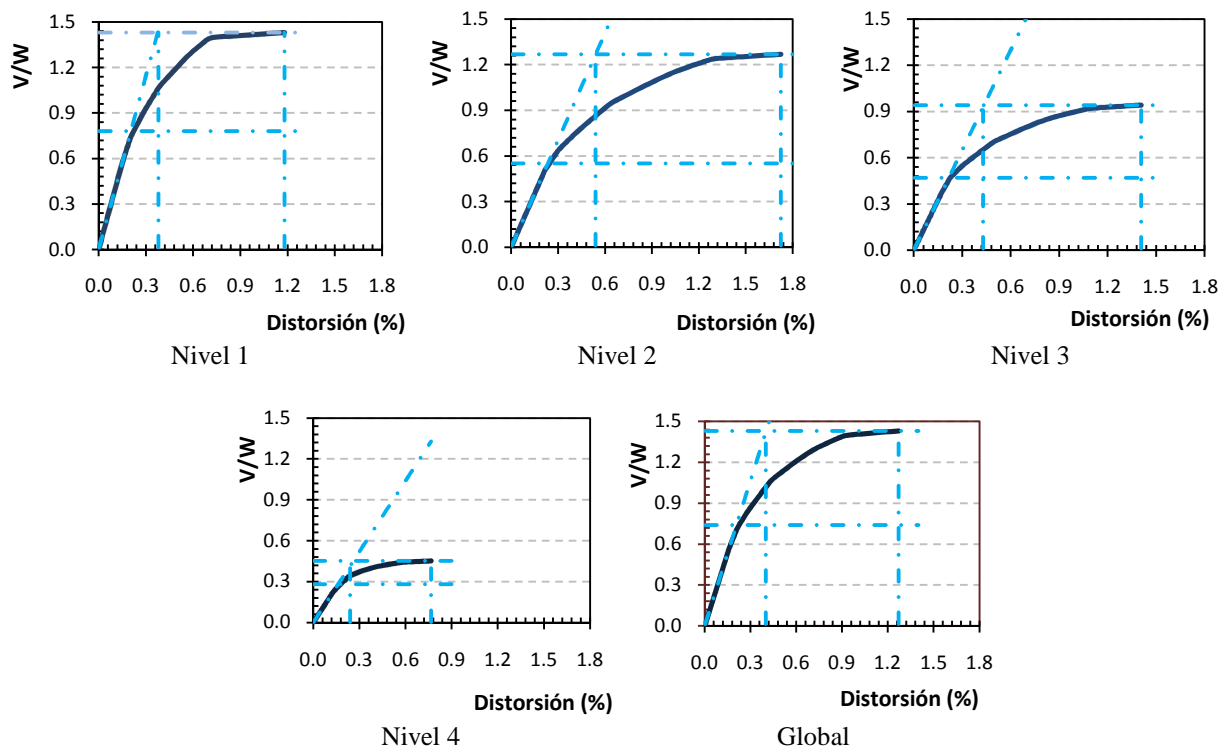


Figura 3.6. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo Ch4p6

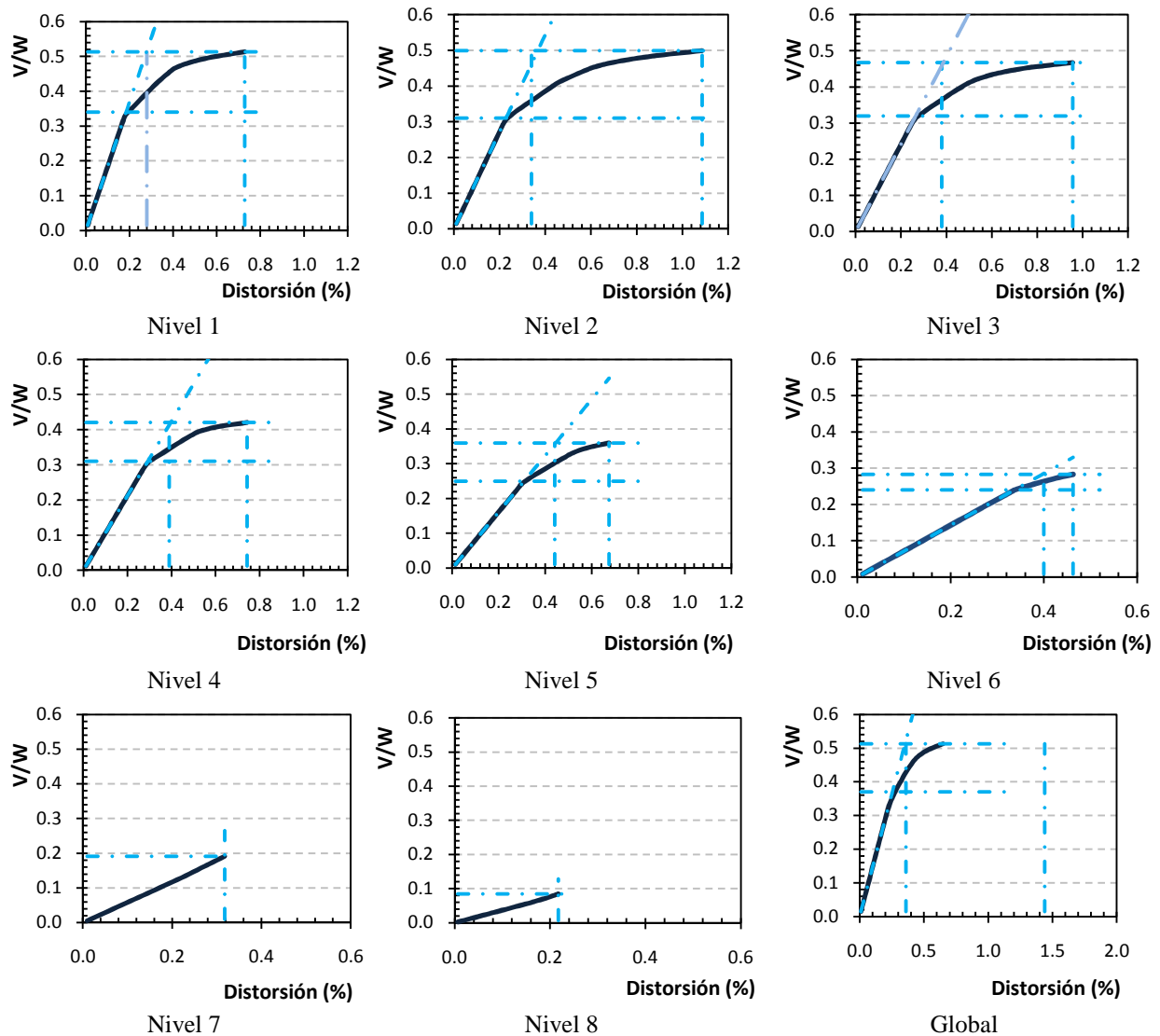


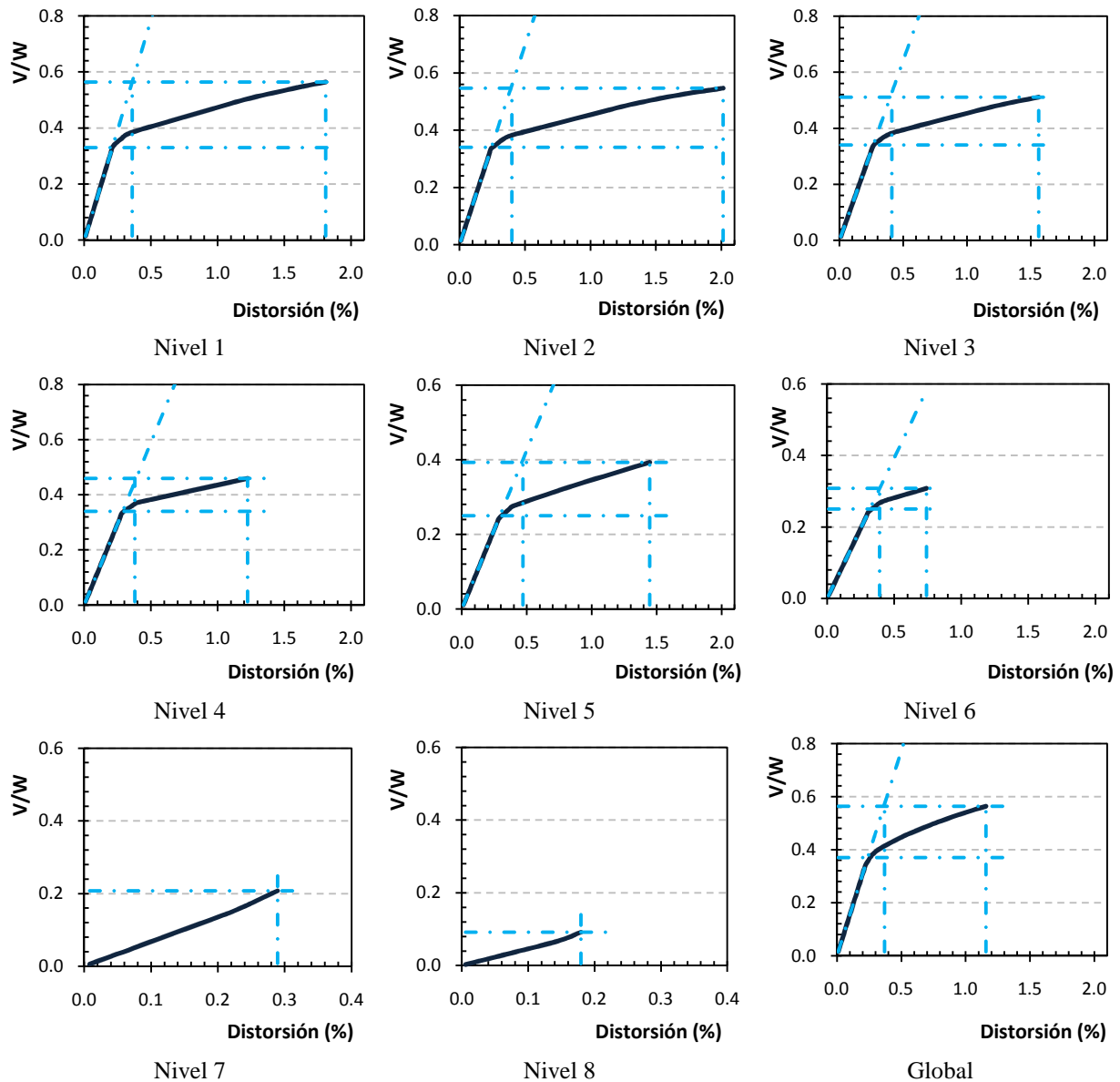
Figura 3.7. Curvas teóricas idealizadas del modelo Ch8p5

En la tabla 3.2 se enuncian los porcentajes de distorsión de los modelos Ch8p5, Ch8p6 y Ch8p7, mientras que en las figuras 3.7, 3.8 y 3.9, se presentan las curvas correspondientes. De manera análoga, no se incluyen las curvas del modelo Ch8p2 porque exhibió una respuesta cuasi-elástica, como se puede corroborar en las figuras del apéndice B sobre el *Comportamiento lateral resistente en marcos contraventeados* y en Tapia y Tena (2008).

Adicionalmente, en la tabla 3.3 se presentan las distorsiones de fluencia en porcentaje de la curva primaria idealizada $\delta_{y_{teo}}$, de la curva cortante-distorsión δ_y , y la distorsión última δ_u , de los entresijos y curva global que se obtuvieron en los análisis de los modelos Ch12p5, Ch12p6 y Ch12p7, y que están relacionadas con las figuras 3.10, 3.11 y 3.12, respectivamente.

Tabla 3.2. Distorsión en porcentaje de los modelos de ocho niveles

Nivel	<i>Ch8p2</i>			<i>Ch8p5</i>			<i>Ch8p6</i>			<i>Ch8p7</i>		
	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u
Global	1.40	1.47	1.47	0.25	0.33	0.65	0.27	0.37	1.16	0.25	0.39	1.49
8	1.93	1.93	1.93	0.22	0.22	0.22	0.18	0.18	0.18	0.19	0.25	1.46
7	1.98	1.98	1.98	0.32	0.32	0.32	0.29	0.29	0.29	0.25	0.33	1.64
6	1.95	1.95	1.95	0.34	0.39	0.46	0.33	0.39	0.74	0.29	0.42	1.83
5	1.84	1.84	1.84	0.30	0.44	0.67	0.32	0.47	1.45	0.32	0.49	1.93
4	1.57	1.57	1.57	0.30	0.39	0.74	0.31	0.38	1.22	0.28	0.50	1.69
3	1.25	1.25	1.25	0.25	0.38	0.96	0.31	0.42	1.56	0.27	0.50	1.60
2	0.81	0.81	0.81	0.23	0.34	1.09	0.28	0.40	2.01	0.24	0.43	1.15
1	0.22	0.44	0.44	0.18	0.26	0.73	0.21	0.37	1.81	0.17	0.22	0.46

Figura 3.8. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch8p6*

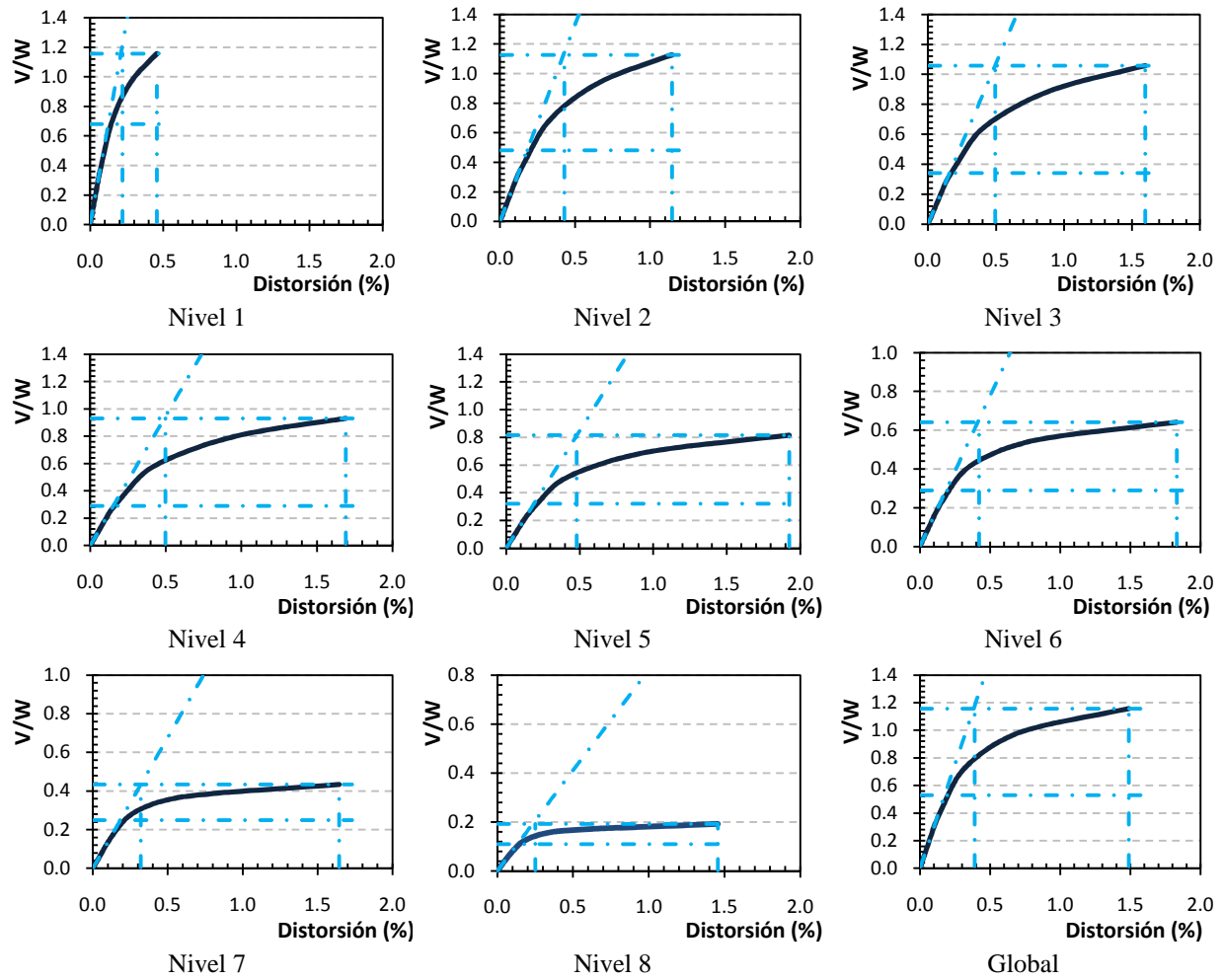


Figura 3.9. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch8p7*

Tabla 3.3. Distorsión en porcentaje de los modelos de doce niveles

Nivel	<i>Ch12p5</i>			<i>Ch12p6</i>			<i>Ch12p8</i>		
	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\ teo}$	δ_u
Global	0.47	0.70	0.95	0.34	0.44	1.00	0.24	0.38	1.22
12	0.50	0.59	1.04	0.21	0.21	0.21	0.12	0.16	0.26
11	0.49	0.77	1.12	0.30	0.30	0.30	0.18	0.24	0.44
10	0.53	0.83	1.16	0.38	0.38	0.40	0.22	0.32	0.74
9	0.55	0.87	1.19	0.41	0.44	0.53	0.27	0.38	1.09
8	0.57	0.85	1.17	0.44	0.46	0.74	0.29	0.42	1.44
7	0.57	0.87	1.13	0.39	0.49	1.13	0.31	0.47	1.74
6	0.55	0.82	1.07	0.40	0.51	1.56	0.31	0.52	1.93
5	0.56	0.78	0.98	0.38	0.51	1.82	0.29	0.53	1.98
4	0.46	0.68	0.82	0.35	0.47	1.83	0.27	0.51	1.86
3	0.40	0.57	0.70	0.32	0.45	1.64	0.28	0.48	1.57
2	0.44	0.41	0.62	0.29	0.41	1.24	0.24	0.41	1.10
1	0.23	0.24	0.37	0.23	0.26	0.55	0.15	0.20	0.44

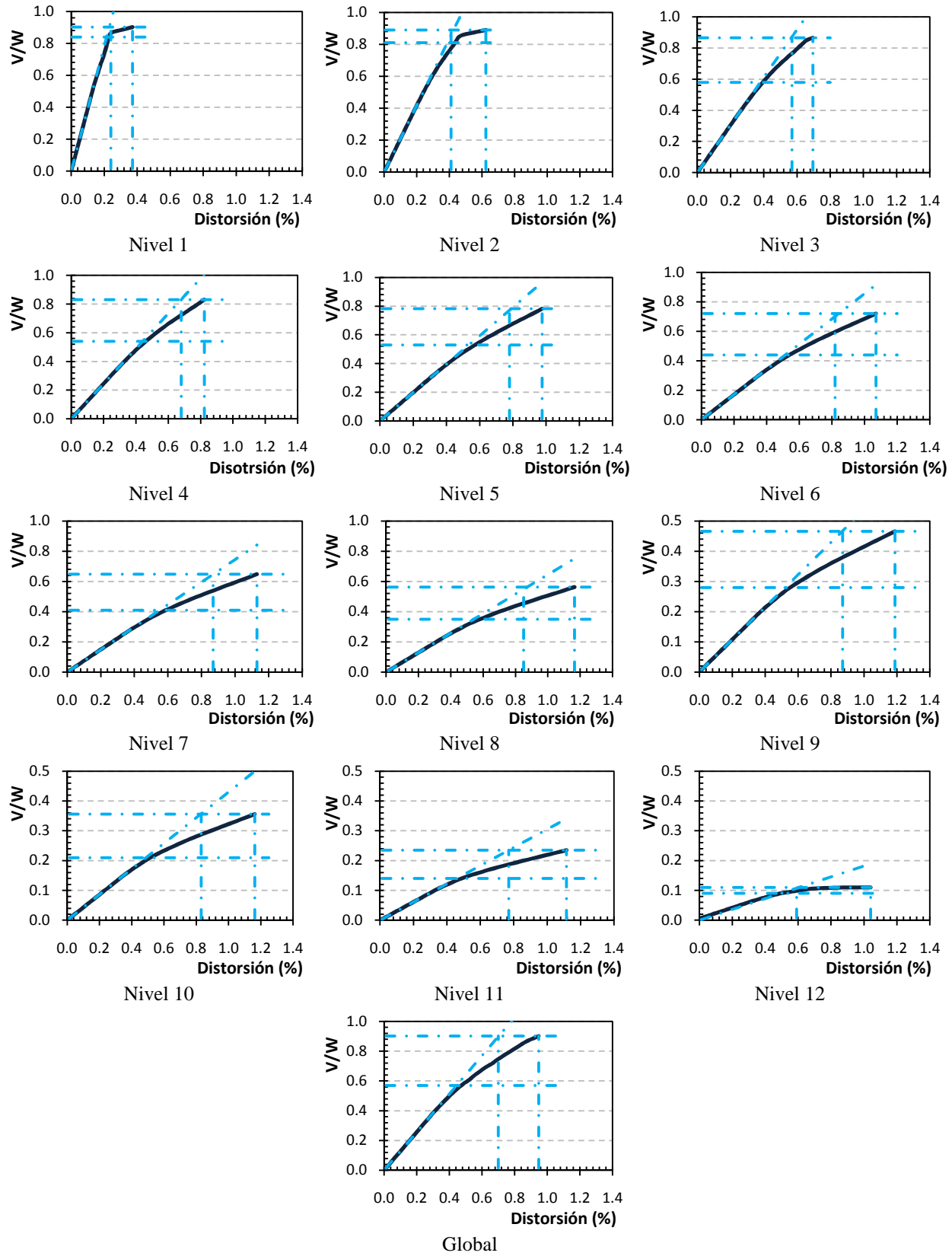


Figura 3.10. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch12p5*

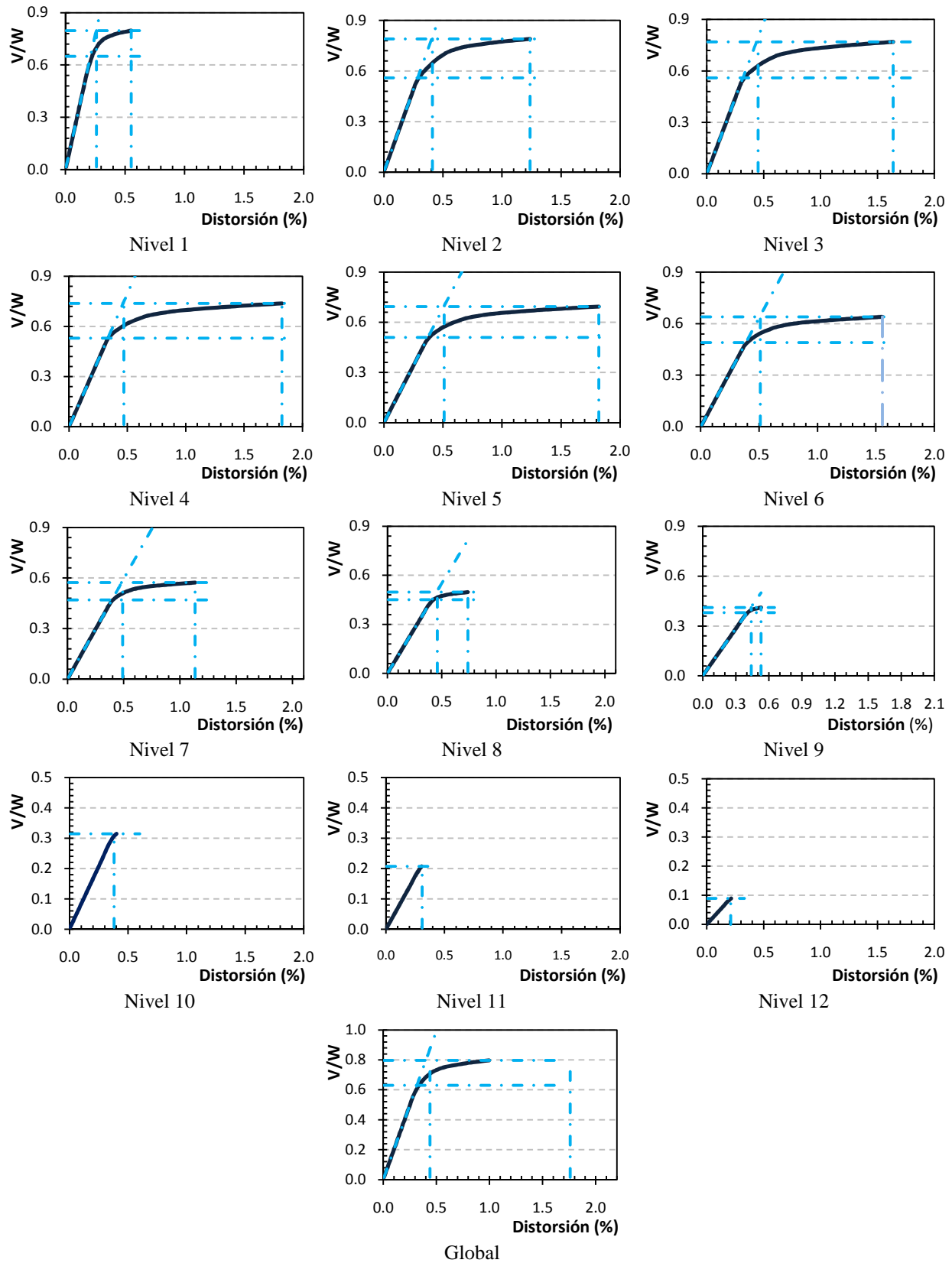


Figura 3.11. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch12p6*

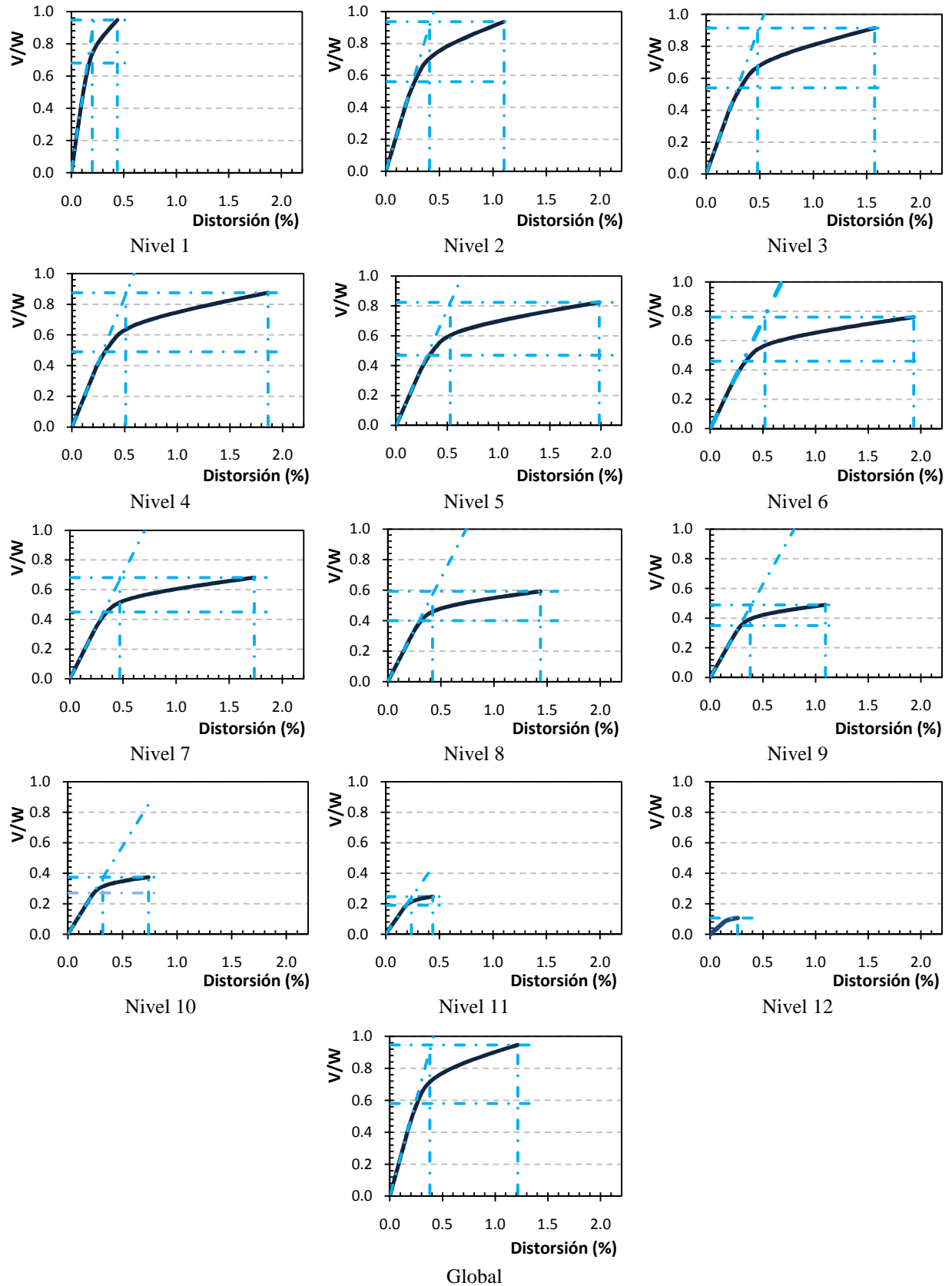


Figura 3.12. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch12p8*

En la tabla 3.4 se presentan las distorsiones de fluencia de la curva cortante – distorsión δ_y , la distorsión de fluencia teórica $\delta_{y\text{teo}}$, y distorsión última δ_u , de los modelos de dieciséis niveles, que representan la máxima altura estudiada en esta etapa del proyecto. En las figuras 3.13, 3.14 y 3.15 se incluyen las curvas obtenidas de los análisis inelásticos que se realizaron.

Tabla 3.4. Distorsión en porcentaje de los modelos de dieciséis pisos

Nivel	Ch16p5			Ch16p6			Ch16p8		
	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u	δ_y	$\delta_{y\text{teo}}$	δ_u
Global	0.46	0.83	1.54	0.36	0.46	0.63	0.29	0.42	1.32
16	0.70	0.60	1.72	0.34	0.34	0.34	0.15	0.20	0.33
15	0.52	1.00	2.05	0.27	0.34	0.42	0.20	0.26	0.45
14	0.55	1.08	2.08	0.31	0.39	0.48	0.24	0.32	0.66
13	0.61	0.94	2.09	0.36	0.45	0.54	0.28	0.38	0.93
12	0.52	0.98	2.09	0.39	0.48	0.60	0.31	0.43	1.22
11	0.53	1.08	2.06	0.42	0.53	0.64	0.32	0.47	1.49
10	0.54	1.03	1.99	0.42	0.55	0.65	0.33	0.49	1.72
9	0.56	1.06	1.90	0.48	0.56	0.68	0.33	0.52	1.92
8	0.54	1.03	1.78	0.49	0.56	0.75	0.35	0.54	2.05
7	0.51	0.97	1.64	0.47	0.58	0.85	0.35	0.56	2.11
6	0.52	0.92	1.45	0.46	0.57	0.89	0.33	0.55	2.06
5	0.44	0.78	1.21	0.47	0.52	0.81	0.34	0.53	1.91
4	0.39	0.67	1.00	0.43	0.47	0.77	0.32	0.51	1.67
3	0.32	0.52	0.75	0.36	0.44	0.73	0.29	0.47	1.33
2	0.24	0.35	0.46	0.31	0.37	0.63	0.22	0.36	0.89
1	0.15	0.16	0.16	0.22	0.24	0.37	0.12	0.17	0.34

A partir de las distorsiones de entrepiso de cada modelo, se calculó una única distorsión promedio de los entrepisos δ_{ye} , que no incluye el primer nivel por considerar que la distorsión obtenida es muy conservadora por la condición de frontera impuesta de empotramiento perfecto, ni las distorsiones de los entrepisos que tuvieron una respuesta elástica. La magnitud de la distorsión promedio de la respuesta de los entrepisos δ_{ye} se presenta en la tabla 3.5, además de la distorsión obtenida de la curva global δ_{yg} (deformación en la azotea entre la altura total del edificio), el promedio de la distorsión global δ_{yg} , y la distorsión promedio de los entrepisos δ_{yp} en la columna δ_{yp} .

Tabla 3.5. Distorsiones (%) promedio de los modelos

Modelo	Distorsión de fluencia de la curva cortante - distorsión			Distorsión de fluencia de la curva primaria idealizada			Distorsión última		
	Global	Entrepiso	Promedio	Global	Entrepiso	Promedio	Global	Entrepiso	Promedio
	δ_{yg}	δ_{ye}	δ_{yp}	δ_{yg}	δ_{ye}	δ_{yp}	δ_{yg}	δ_{ye}	δ_{up}
Ch4p5	0.20	0.22	0.21	0.30	0.35	0.33	0.86	0.99	0.93
Ch4p6	0.29	0.29	0.29	0.40	0.40	0.40	1.27	1.30	1.29
Ch8p5	0.25	0.28	0.26	0.33	0.39	0.36	0.65	0.78	0.72
Ch8p6	0.27	0.31	0.29	0.37	0.41	0.39	1.16	1.40	1.28
Ch8p7	0.25	0.26	0.26	0.39	0.41	0.40	1.49	1.61	1.55
Ch12p5	0.43	0.46	0.44	0.59	0.61	0.60	0.95	1.00	0.98
Ch12p6	0.34	0.37	0.36	0.44	0.47	0.45	1.00	1.21	1.11
Ch12p8	0.24	0.25	0.25	0.38	0.40	0.39	1.22	1.29	1.25
Ch16p5	0.42	0.45	0.43	0.62	0.66	0.64	1.54	1.62	1.58
Ch16p6	0.36	0.40	0.38	0.46	0.49	0.47	0.63	0.67	0.65
Ch16p8	0.29	0.29	0.29	0.42	0.44	0.43	1.32	1.38	1.35

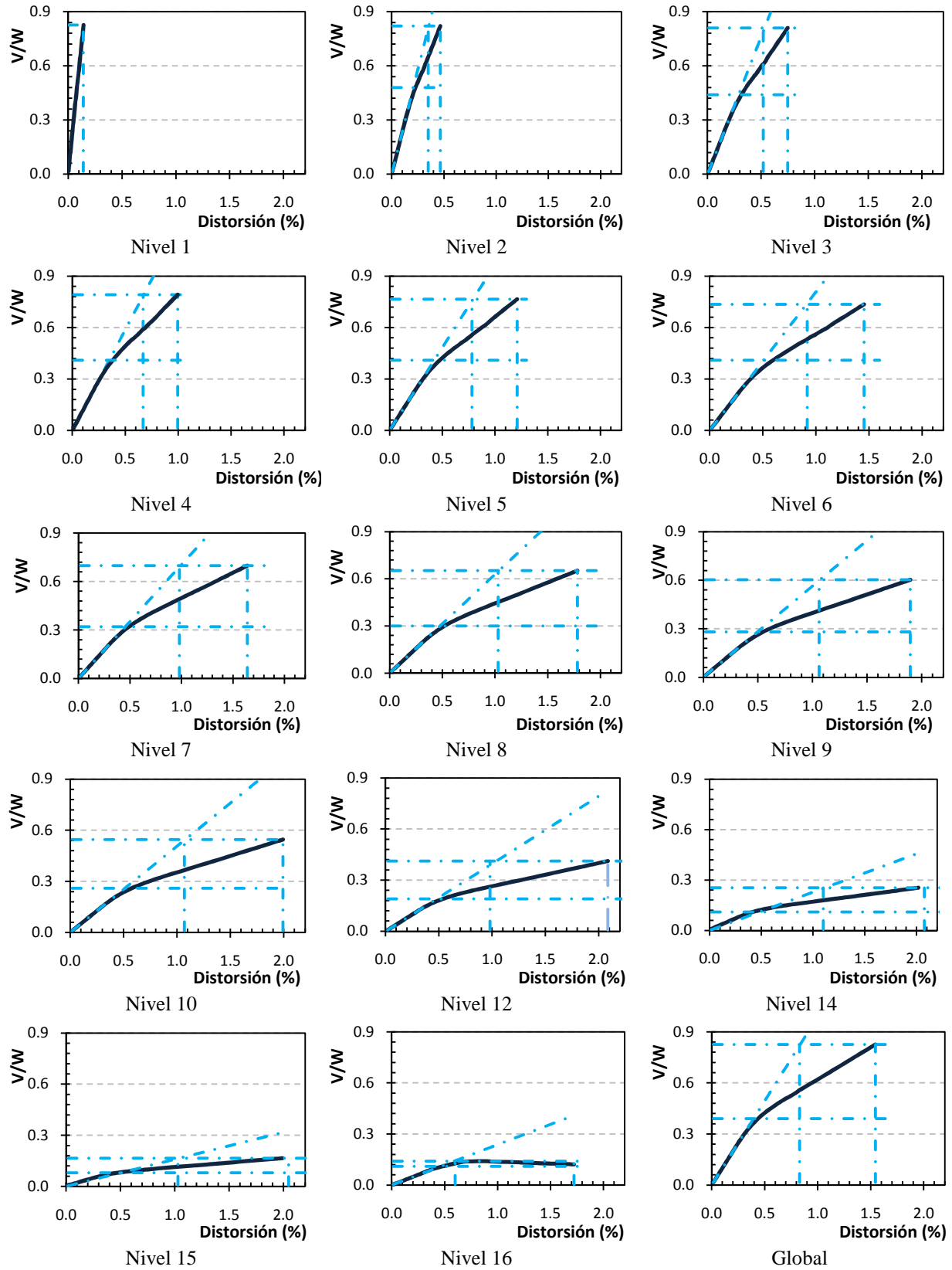


Figura 3.13. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch16p5*

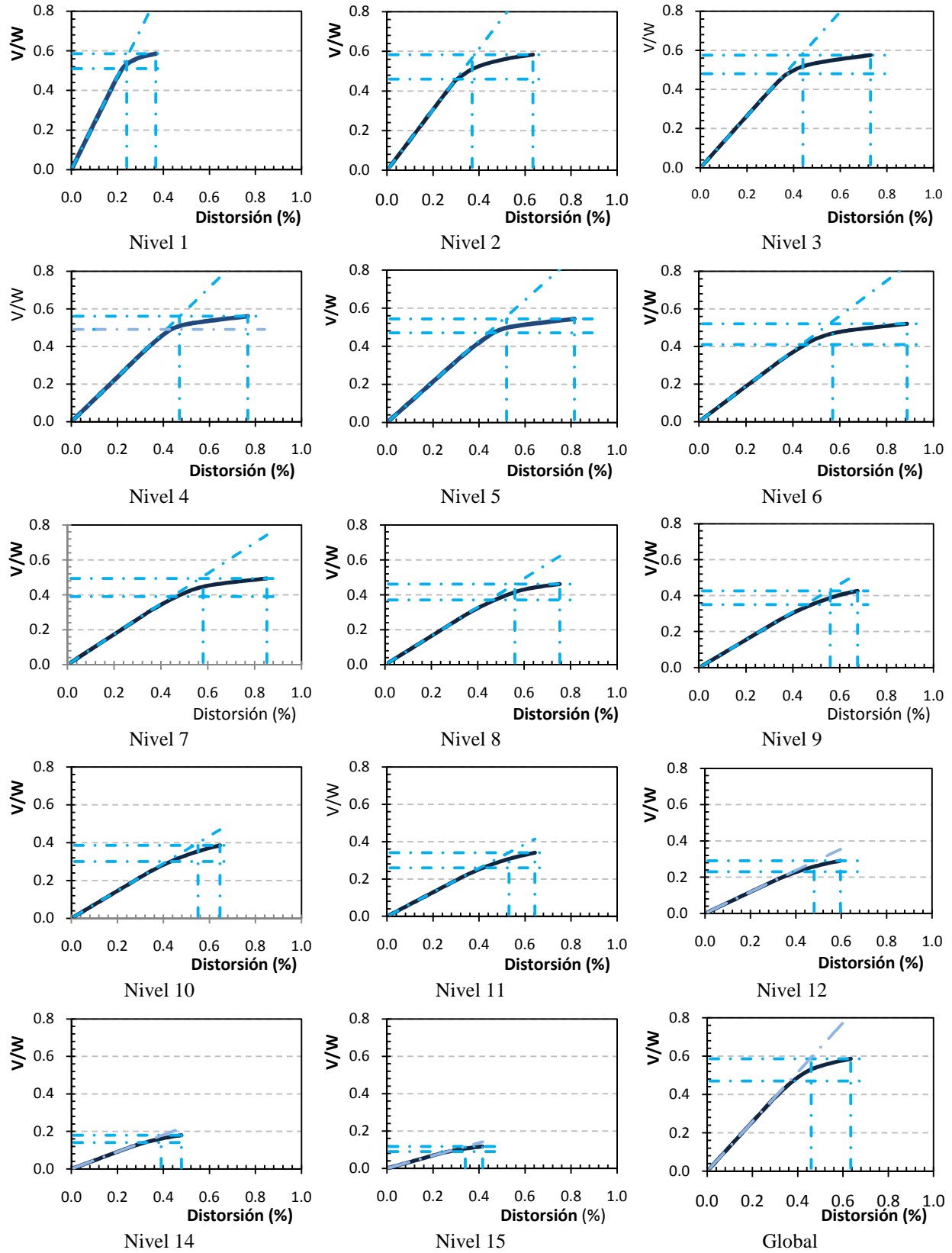


Figura 3.14. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch16p6*

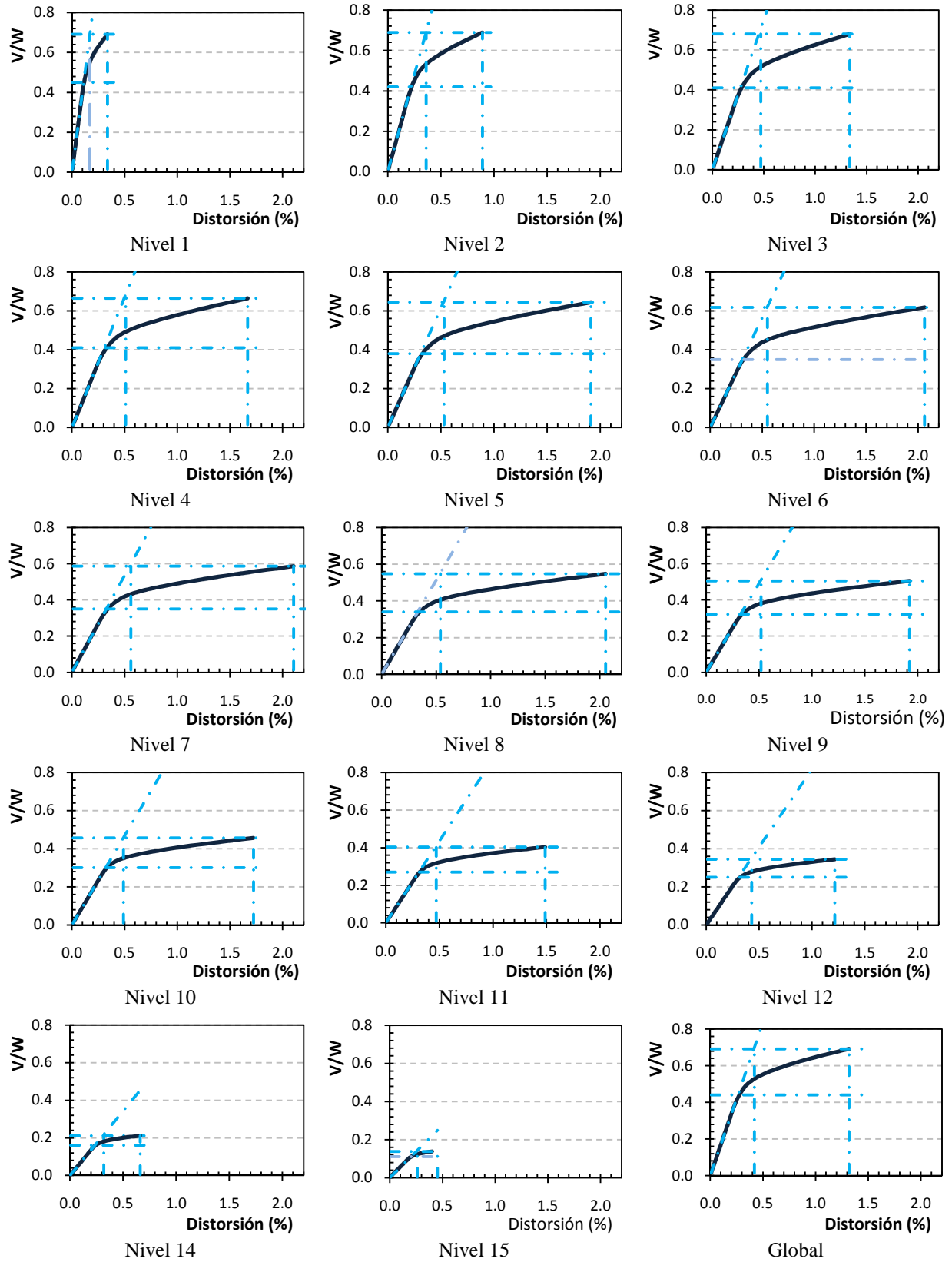


Figura 3.15. Curvas teóricas idealizadas cortante – distorsión del modelo *Ch16p8*

En la figura 3.16a se presenta el comportamiento de la distorsión de fluencia promedio obtenida de la curva cortante – distorsión normalizada con el límite de distorsión fluencia δ_{yNTC} del Apéndice A (apartado A4, NTCS-04). En el Apéndice A se estipula para la limitación de daños que la rigidez lateral de la estructura debe satisfacer desplazamientos laterales de pisos consecutivos menores a $\delta_{yNTC} = 0.004$ cuando no hay elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

La curva equivalente de la distorsión de fluencia teórica promedio obtenida de la curva primaria idealizada se incluye en la figura 3.16b con la misma magnitud de distorsión de fluencia permisible enunciada en las Normas Técnicas Complementarias del párrafo anterior.

La magnitud de la distorsión de fluencia teórica obtenida de la curva bilineal es siempre mayor a la que se obtiene de la curva cortante – distorsión, porque señala el punto de intersección de ambas pendientes. En ambos casos, las distorsiones de fluencia aumentan con la altura sin que se aprecie una clara dependencia del porcentaje de contribución al cortante para el que fueron diseñadas las columnas. El límite propuesto en el reglamento se satisface ampliamente en los edificios de baja altura, sobre todo si se consideran las distorsiones de la curva cortante distorsión, pero se incumple con el aumento de la altura.

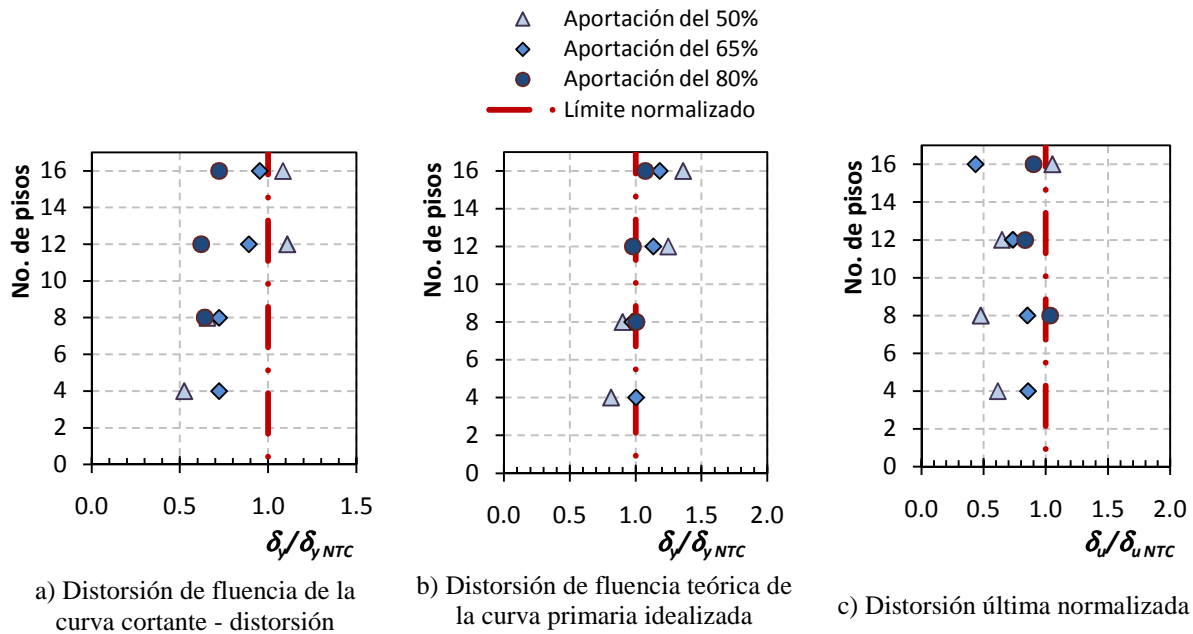


Figura 3.16 Comportamiento de las distorsiones en relación a la altura de los modelos

Por otra parte, la distorsión última se ilustra en la figura 3.16c normalizada con la distorsión permisible enunciada en el Apéndice A para seguridad contra colapso (apartado A4, NTCS-04). Conforme al Apéndice A, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos que consideran los factores de ductilidad y sobrerresistencia divididos entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no debe exceder $\delta_{uNTC} = 0.015$ cuando el sistema estructural es con base en marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos.

No se aprecia una clara dependencia de la altura de los modelos ni de la aportación de la fuerza sísmica para el que fueron diseñadas las columnas en cada caso. El límite propuesto en el reglamento se satisface en todos los edificios con excepción de los modelos *Ch8p7* y *Ch16p5*, que están lejos al límite propuesto en esta investigación (capítulo 1).

3.3.2 Ductilidades desarrolladas por los modelos

A partir de estos resultados, se obtuvieron las ductilidades μ de los modelos, considerando la distorsión de fluencia δ_y de la curva cortante – distorsión y la distorsión teórica $\delta_{y_{teo}}$ de la curva primaria idealizada con la distorsión última δ_u . En la tabla 3.6 se presentan la ductilidad global μ_g que se obtuvo con la distorsión global de cada caso y la ductilidad promedio de los entrepisos μ_e obtenida con la distorsión de fluencia promedio de los entrepisos, que no consideran la ductilidad del entrepiso de planta baja por considerarlo condición de frontera ni los niveles que presentaron un comportamiento lineal ($\mu \leq 1$).

Tabla 3.6. Ductilidades alcanzadas por los modelos

Modelo	Esbeltez H/B	Ductilidad obtenida de las curvas cortante - distorsión			Ductilidad teórica de las curvas primaria idealizada		
		Global	Entrepiso	Promedio	Global	Entrepiso	Promedio
		μ_g	μ_e	μ_p	μ_g	μ_e	μ_p
<i>Ch4p2</i>	0.40	1.17	1.00	1.08	1.08	1.00	1.04
<i>Ch4p5</i>		4.20	3.19	3.69	2.87	2.17	2.52
<i>Ch4p6</i>		4.35	4.45	4.40	3.18	3.22	3.20
<i>Ch8p2</i>	0.80	1.05	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00
<i>Ch8p5</i>		2.64	2.93	2.79	1.97	2.06	2.32
<i>Ch8p6</i>		4.34	4.57	4.46	3.14	2.72	2.93
<i>Ch8p7</i>		5.96	5.93	5.95	3.82	4.09	3.95
<i>Ch12p5</i>	1.20	2.00	1.94	1.97	1.36	1.38	1.37
<i>Ch12p6</i>		2.95	3.36	3.15	2.27	2.31	2.29
<i>Ch12p8</i>		5.00	4.79	4.90	3.21	3.12	3.16
<i>Ch16p5</i>	1.60	1.99	1.90	1.95	1.86	1.77	1.81
<i>Ch16p6</i>		1.76	1.63	1.70	1.37	1.36	1.37
<i>Ch16p8</i>		4.59	4.51	4.55	3.14	2.97	3.06

La comparación gráfica de estos resultados se presenta en la figura 3.17 para las ductilidades promedio μ , obtenida de considerar la ductilidad promedio de los entrepisos μ_e y la ductilidad de la curva global μ_g . Así, las ductilidades obtenidas de considerar la curva cortante – distorsión y la curva bilineal se presentan contra el número de niveles, en función del porcentaje de aportación al cortante lateral resistente para el que fueron diseñadas las columnas del marco en cada caso.

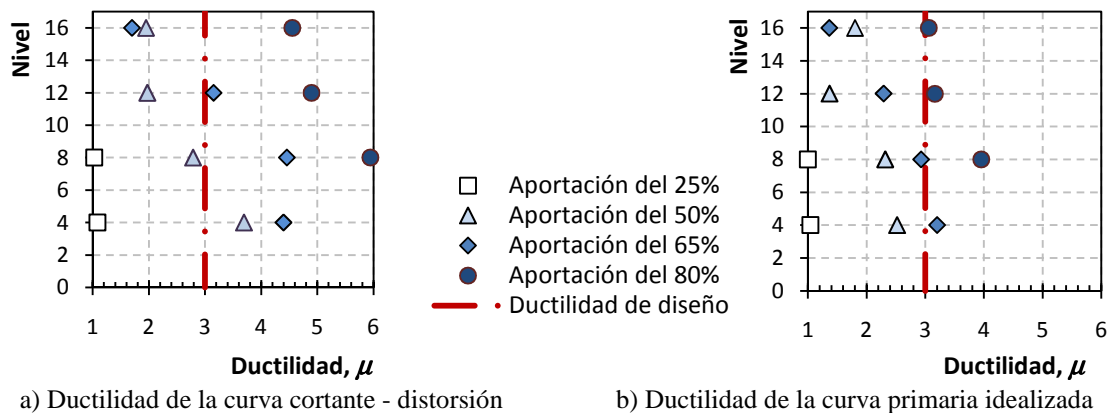


Figura 3.17 Comportamiento de la ductilidad de los modelos en relación de su altura

Todos los modelos que fueron diseñados para que las columnas del marco tuvieran aportaciones al cortante lateral resistente menores al mínimo estipulado en las Normas Técnicas para comportamiento dúctil (50%) están asociados a fallas frágiles con ductilidad nula, prácticamente, $\mu=1.0$.

Debido a que las distorsiones de fluencia obtenidas de la curva primaria idealizada son mayores a las determinadas de la curva cortante – distorsión, no es extraño que las ductilidades asociadas a esta última sean mayores con magnitudes de hasta $\mu=6.0$. En ambas gráficas, se nota una dependencia del porcentaje de contribución al cortante lateral resistente con la altura del modelo, de manera que los edificios de mayor altura están asociados a ductilidades menores.

Las ductilidades asociadas a los modelos de mediana y baja altura que cumplen los requisitos del porcentaje de aportación mínimo al cortante lateral antes discutido, coinciden aceptablemente con la ductilidad supuesta en la etapa de diseño $\mu=3$. Sin embargo, esta favorable tendencia difiere con el aumento de los niveles del modelo, de manera que estos resultados apuntan al hecho que la ductilidad estipulada en los códigos debería ser entonces dependiente de la altura de los modelos.

Marino y Nakashima (2005) llevaron a cabo un estudio paramétrico de marcos de acero con contraventeo chevrón en edificios regulares de cuatro, seis y ocho niveles en los que se varió la ductilidad de diseño ($q=2.5, 3.5, 4.5$ y 6) y las relaciones de esbeltez de los contravientos en relaciones ($\lambda=36, 71, 107, 143$ y 178) siguiendo la propuesta de diseño del reglamento europeo.

En ese estudio se concluyó que, con excepción de los modelos con contravientos robustos, las distorsiones máximas de entrepiso muestran poca dependencia de la esbeltez de los contravientos cuando el factor de reducción por ductilidad es constante. Cuando se evalúan sus resultados en marcos momento – resistentes en edificios de altura menor a 26 metros, el estudio recomienda un factor de reducción por comportamiento no lineal para estos sistemas estructurales de $q=3.5$, que igualmente es mayor que lo publicado en los reglamentos disponibles y coincide con los resultados de este estudio. Por esta razón, en la siguiente sección se presenta un extenso estudio de las tendencias de los reglamentos vigentes sobre los factores de comportamiento inelástico que se recomiendan para este sistema estructural.

3.3.3 Tendencias de reglamentos vigentes

En los reglamentos, las reducciones en fuerzas que se obtienen al permitir un comportamiento no lineal (deformaciones inelásticas durante sismos intensos), se toman en cuenta a través de factores de reducción que consideran la ductilidad, sobrerresistencia y redundancia de las estructuras.

El factor de reducción por comportamiento no lineal R_d representa el cociente de la resistencia elástica entre la demanda de resistencia inelástica necesaria para limitar la demanda de ductilidad μ_i a que sea menor o igual que una determinada demanda de ductilidad μ (ecuación 3.2).

$$R_d = \frac{F_y(\mu_i = 1)}{F_y(\mu_i = \mu)} \quad (3.2)$$

3.3.3.1. Reglamento de Canadá

Los factores de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño por concepto de ductilidad conforme a este reglamento (R_d), se enuncian en la tabla 3.6 y son función de resultado del producto de $I_E F_a S_d(0.2)$, donde I_E es el factor de importancia de la estructura que se comentó anteriormente (apartado 4.1.8.4.4, CNBC-05) y R_o es el factor de sobrerresistencia que se discutirá posteriormente.

F_a es un coeficiente de aceleración de sitio que se define en función de la clasificación del terreno donde se ubicará la estructura de un total de seis posibles opciones: terreno tipo A es roca muy dura, tipo B es roca, tipo C es suelo muy denso o roca suave, tipo D es terreno rígido, tipo E terreno suave y tipo F otros terrenos (apartado 4.1.8.4.B, CNBC-05). Este coeficiente también es función de S_a , que es la aceleración espectral de respuesta con un amortiguamiento del 5%, expresada como una relación de la aceleración gravitacional para el periodo T (apartado 4.1.8.4.1, CNBC-05).

La tabla 3.7 incluye la altura máxima a la que es permitido usar el factor de reducción en metros en virtud de la demanda inelástica. SL significa que no hay un límite en la altura para la aplicación de ese factor de reducción y NP significa que no está permitido usar esa magnitud de factor para esa aceleración asociada.

Tabla 3.7. Factores de ductilidad y sobrerresistencia (adaptada de CNBC-05)

Estructuración	R_d	R_0	$I_E F_a S_a(0.2)$			
			<0.2	≥ 0.2 a <0.35	≥ 0.35 a <0.75	>0.7 5
Marcos momento resistentes dúctiles	5.0	1.5	SL	SL	SL	SL
Marcos momento resistentes de ductilidad moderada	3.5	1.5	SL	SL	SL	SL
Marcos momento resistentes de ductilidad limitada	2.0	1.3	SL	SL	60m	30m
Marcos de moderada ductilidad con contraventeo que no sea chevrón	3.0	1.3	SL	SL	40m	40m
Marcos de ductilidad moderada con contraventeo chevrón			SL	SL	20m	20m
Marcos de ductilidad moderada contraventeo en tensión	2.0	1.3	SL	SL	60m	60m
Marcos de ductilidad limitada con contraventeo que no sea chevrón			SL	SL	60m	60m
Marcos de ductilidad limitada con contraventeo chevrón			SL	SL	40m	40m
Marcos de ductilidad limitada con contraventeo en tensión	4.0	1.5	SL	SL	SL	SL
Marcos dúctiles con contraventeo excéntrico			SL	SL	SL	SL
Marcos dúctiles con muros de placas en cortante	5.0	1.6	SL	SL	SL	SL
Marcos de ductilidad moderada con muros de placas en cortante	2.0	1.5	SL	SL	60	60
Marcos momento resistentes, marcos contraventeados o muros de corte de construcción convencional	1.5	1.5	SL	SL	15	15
Otros marcos de acero no especificados	1.0	1.0	15	15	NP	NP

Las magnitudes del factor de reducción estipuladas en la tabla 3.6 son los que se usan para reducir directamente el espectro de diseño (apartado 4.1.8.11, CNBC-05), de manera que es equivalente al factor de comportamiento sísmico reducido Q' del RCDF-04.

Sin embargo, el suplemento de las CSA-06 (CAN/CSA-06, Izvernari *et al*, 2007) presenta un límite de la altura para modificar este factor reductivo. En marcos dúctiles de acero (MD) se hace una reducción del 3% por metro después de los 32 m de altura del modelo, y cuando se trata de marcos de ductilidad limitada (LD), el coeficiente por ductilidad debe modificarse a los 48 m con una pendiente del 2% por metro. En otras palabras, el reglamento canadiense propone una disminución del factor de reducción por comportamiento no lineal (o un aumento de la carga lateral) para estructuras de mayor altura.

3.3.3.2. Reglamento europeo

La definición de las magnitudes máximas del factor de reducción de fuerzas con fines de diseño por ductilidad de la última versión del reglamento europeo se presenta en la tabla 3.7 (apartado 6.3.2, EC8-05).

En la tabla 3.8 α_l es el valor por el cual hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener la primera plastificación en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las

acciones de diseño permanecen constantes, y α_u es el valor por el cual hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener el número de secciones suficientes plastificadas para desarrollar la inestabilidad sobre toda la estructura, mientras que el resto de las acciones permanecen constantes. El factor α_u se puede obtener de un análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes.

Tabla 3.8. Definición del factor por ductilidad para marcos de acero (adaptada de EC08-05)

Sistema estructural	Tipo de ductilidad	
	Ductilidad alta	Ductilidad normal
Marcos momento resistentes	$5\alpha_u/\alpha_1$	4
Marcos con contraventeo en diagonal	4	4
Marcos con contraventeo tipo chevrón	2.5	2
Marcos con contraventeo excéntrico	$5\alpha_u/\alpha_1$	4
Marcos tipo péndulo invertido	$2\alpha_u/\alpha_1$	2
Marcos momento resistente con contraventeo concéntrico	$4\alpha_u/\alpha_1$	4
Marcos momento resistente unidos con concreto y mampostería	2	2

De una manera simplificada, el reglamento ofrece figuras para la definición de la proporción α_u/α_1 , que esencialmente es una manera indirecta de tomar en cuenta la redundancia estructural. En la figura 3.18 se reproducen las figuras para marcos momento resistentes de acero, que como se observa, presupone el mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil.

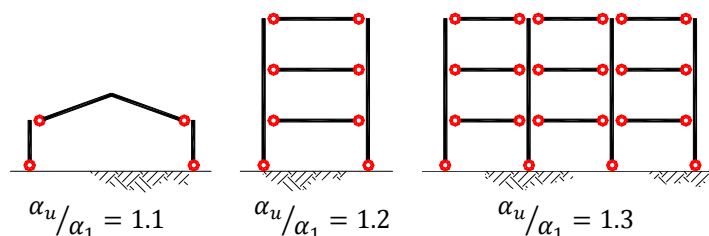


Figura 3.18. Magnitudes α_u/α_1 para marcos momento resistentes (adaptada de EC8-05)

Por otra parte, el reglamento propone considerar una proporción $\alpha_u/\alpha_1=1.2$, lo que originaría una ductilidad mínima igual a $q=4.8$ en sistemas dúctiles, pero limita la magnitud máxima de la proporción a $\alpha_u/\alpha_1=1.6$ (es decir, $q=6.4$), pese a que se demuestre con análisis no lineales que se podrían alcanzar mayores magnitudes (apartado 6.3.1, EC8-05).

Este factor de comportamiento q debe reducir directamente los espectros de diseño en un análisis convencional siguiendo los lineamientos de este reglamento, de manera que equivale al factor de comportamiento sísmico Q' de los reglamentos mexicanos.

3.3.3.3. Reglamento de los Estados Unidos

El UBC establece un factor de modificación de carga por ductilidad (R), que es equivalente al factor Q' de los reglamentos de México, igual a 4.5 en marcos momento – resistentes ordinarios y una magnitud de hasta 8.5 en marcos altamente dúctiles.

En marcos con contraventeo concéntrico se definen varias opciones que dependen de la ductilidad que pueden desarrollar el marco y el sistema de contravientos. Cuando el marco y el

sistema de contravientos tienen ductilidad normal, el factor debe ser igual a 4.2. Si el marco tiene ductilidad normal y el sistema de contravientos es dúctil, el factor debe ser igual a 4.2. En caso que el marco sea de ductilidad alta y el sistema de contravientos tenga una ductilidad normal, el factor será 6.5 y, por último, en caso que tanto el marco como el sistema de contravientos tengan una ductilidad alta, el factor podrá ser 7.5 (Tada *et al.* 2003).

Sin embargo, cabe señalar que conforme a la filosofía de diseño sísmico de los Estados Unidos de fines del siglo pasado (UBC-97), el factor R no es equivalente al factor de reducción por ductilidad de los reglamentos mexicanos (Q) sino que $R=Q'$, dado que es el factor que reduce directamente las fuerzas sísmicas por fines de diseño. Por ejemplo, cuando se realiza la revisión de desplazamientos laterales, el UBC-97 establece una fracción del factor R ($0.7R$) para multiplicar los desplazamientos elásticos calculados para estimar el máximo desplazamiento inelástico esperado (por ejemplo, Tena-Colunga 1999). Por lo tanto, en realidad el factor de reducción por ductilidad del reglamento UBC-97 es $Q = 0.7R$.

Por otra parte, el IBC-03 presenta consideraciones similares con un coeficiente de modificación R , que equivale al factor de reducción por ductilidad q (Q' de los reglamentos mexicanos), y que adquiere magnitudes igual a $R= 6.0$ en marcos dúctiles con contraviento concéntrico e igual a $R= 8.0$ en marcos momento resistentes (Marino y Nakashima 2005). Estos valores se actualizaron en el ASCE 7-05 e IBC-06 a $R= 7.0$ y $R= 8.0$, como se enuncia en la tabla 3.8, donde se presentan los factores reductivos propuestos en el ASCE 7-05 (Tabla 12.2-1, ASCE 7-05).

Cabe señalar que en los reglamentos IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06, se mantiene la filosofía que $R= Q'$, pero se ha actualizado la estimación del máximo desplazamiento inelástico esperado para la revisión de los desplazamientos laterales, y en lugar de tomar una fracción constante de R para todos los sistemas estructurales, ahora depende del sistema estructural en función de un nuevo coeficiente C_d , que es definido como “factor de amplificación del desplazamiento” (deflection amplification factor). Así, conforme al IBC-03, ASCE 7-05 e IBC-06, en realidad $Q=C_d$. La propuesta inicial del IBC-03 fue $C_d= 5.5$ para marcos dúctiles momento-resistentes e igual a $C_d= 6.5$ para marcos dúctiles con contraviento concéntrico. El valor propuesto por el ASCE 7-05 y IBC-06 es $C_d= 5.5$ tanto para marcos dúctiles momento-resistentes como para marcos dúctiles con contraviento concéntrico (apartado 12.2, ASCE 7-05).

Tabla 3.9. Factores estipulados para marcos de acero conforme a ASCE-05

Sistema estructural	Coeficiente de modificación de respuesta R_0	Factor de sobrerresistencia Ω_o	Factor de amplificación de desplazamiento C_d	Limites de altura (ft) y de sistema estructural Categoría sísmica				
				B	C	D	E	F
Marcos momento resistentes dúctiles	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos momento resistentes con armaduras	7	3	5.5	NL	NL	160	100	NP
Marcos momento resistentes de ductilidad intermedia	4.5	3	4	NL	NL	35	NP	NP
Marcos momento resistentes de ductilidad normal	3.5	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Marcos dúctiles con contraviento excéntrico.	8	2.5	4	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos dúctiles con contraviento concéntrico	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Marcos de ductilidad intermedia con contraviento excéntrico	6	2.5	5	NL	NL	35	NP	NP
Sistemas de acero no especificados con buen detallado sísmico	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

En la tabla 3.9, la categoría sísmica se establece en función de las condiciones del suelo, siendo el tipo de suelo A el más firme (roca dura) y F suelo blando arcilloso (apartado 20.3.1, ASCE 7-05) y la clasificación del suelo NL significa que no hay límite y NP que no se permite. Para sistemas duales o mixtos (marcos con contravientos), se establece que el marco debe resistir un mínimo del 25% del cortante basal (Tabla 12.2-1, ASCE 7-05).

Este reglamento permite determinar el periodo fundamental igual a $T = 0.1N$, cuando el edificio es menor a 12 m, cuando están formados con marcos momento – resistentes de acero, donde N es el número de niveles.

3.3.3.4. Reglamento de Japón

Conforme al reglamento japonés (BCJ-06), la fuerza de diseño sísmico está basada en el espectro de respuesta elástico reducido por un coeficiente D_s , que corresponde conceptualmente a la inversa del factor de reducción por ductilidad q usado en occidente (Q' en México).

La magnitud de $1/D_s = q$ varía de 2 a 4 en marcos contraventeados y es igual a $q=4$ en los marcos momento – resistentes de ductilidad alta (tabla 3.9). De igual forma que los reglamentos antes comentados, el factor de reducción es función de la clasificación de la ductilidad del marco (siendo FA el más dúctil y FD el menos dúctil).

Sin embargo, en el caso de marcos con contraviento, este es el único reglamento que reconoce que el factor por ductilidad debe ser dependiente de la relación de esbeltez del contraviento λ_b (siendo BA el contraviento más robusto y BC el contraviento más esbelto). Además, también considera la relación que aporta el sistema de contravientos al cortante lateral resistente β , de manera que $\beta=0$ corresponde a un marco momento – resistente sin contravientos y $\beta=1$ corresponde a un marco en el que los contravientos soportan todo el cortante lateral resistente, es decir, el caso hipotético de una armadura. En la tabla 3.10 se presentan el inverso de las magnitudes que alcanza este factor, es decir $1/D_s$, para que sean comparables con los factores que establecen los otros reglamentos.

Tabla 3.10. Definición del factor conforme al reglamento japonés (adaptada de Tada *et al.* 2003)

Clasificación del contraviento	BA ó $\beta=0$	BB			BC		
Clasificación del marco		$\beta \leq 0.3$	$0.3 < \beta \leq 0.7$	$\beta > 0.7$	$\beta \leq 0.3$	$0.3 < \beta \leq 0.5$	$\beta > 0.5$
FA	4.00	4.00	3.33	2.86	3.33	2.86	2.50
FB	3.33	3.33	3.33	2.86	3.33	2.86	2.50
FC	2.86	2.86	2.50	2.50	2.86	2.00	2.22
FD	2.50	2.50	2.00	2.00	2.00	2.22	2.00

3.3.3.5. Reglamentos de México

En México, el diseño sísmico de edificios es liderado por dos reglamentos: el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04) en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCS-04) y el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08). Ambos reglamentos consideran el mismo criterio para la definición del factor de comportamiento sísmico Q (factor de reducción por ductilidad), cuya magnitud se define en función de las características del sistema estructural y las características de la edificación y varían entre 1, 1.5, 2, 3 y hasta 4 para el caso de las estructuras más dúctiles. En el caso de estructuraciones mixtas (sistemas duales), como es el caso de marcos con contravientos, el valor de Q también depende de que los marcos resistan un mínimo del 50% del cortante basal por sismo como se discutió ampliamente en el capítulo 1 intitulado *Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados*.

En versiones anteriores de estos reglamentos, este único factor consideraba la capacidad de deformación del sistema estructural y su relación con el desplazamiento, ductilidad, redundancia y sobrerresistencia al mismo tiempo, por lo que era difícil al usuario definir o distinguir la influencia específica de cada parámetro anteriormente mencionado en el diseño de la edificación.

Investigaciones como las reportadas por Miranda (1994) y Ordaz *et al.* (2003) dieron pie a la publicación del Apéndice A de las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (NTCS-04), donde se presenta una filosofía de diseño más transparente y que define el factor de reducción por ductilidad independiente al comportamiento por sobrerresistencia.

El reglamento define una ductilidad igual a $Q=2$ en marcos momento resistentes con ductilidad limitada y $Q=4$ en marcos dúctiles momento resistentes de acero. Cuando los marcos tienen contravientos concéntricos o excéntricos sin importar su configuración, el factor máximo es igual a $Q=3$, siempre que se cumpla el requisito que los marcos resistan al menos el cincuenta por ciento del cortante basal por sismo (apartado 5.1, NTCS-04).

3.3.4 Reducción de fuerzas sísmicas

Después de que se define el factor de comportamiento sísmico Q , es posible reducir las ordenadas espectrales de aceleración por un factor de ductilidad reducido Q' , si se sigue la propuesta presentada en las Normas Técnicas Complementarias (apartado 4.1, NTCS-04). Esta reducción se debe calcular con la ecuación 3.3, conforme al cuerpo principal de las Normas y sigue la ecuación 3.4 cuando se considere el planteamiento del Apéndice A (NTCS-04).

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Si } T < T_a & Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \\ \text{Si } T \geq T_a & Q' = Q \end{array} \right\} \quad (3.3)$$

En las ecuaciones enunciadas, k es un coeficiente que se determina con la ecuación 3.5; β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario y ρ es una variable definida mediante la ecuación 3.6.

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Si } T \leq T_a & Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} \\ \text{Si } T_a < T \leq T_b & Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \\ \text{Si } T < T_b & Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}} \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Si } 0.50 < T_s \leq 1.65 \text{ seg} & k = 2 - T_s \\ \text{Si } 1.65 < T_s & k = 0.35 \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

$$\rho = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (3.6)$$

3.3.5 Metodología propuesta

A lo largo de este capítulo, se ha demostrado que siguiendo la metodología del Reglamento de Construcciones para el diseño sísmico de edificios estructuras con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico no se puede predecir eficazmente el comportamiento inelástico de los edificios desde la etapa de diseño.

Con este fundamento, se ha propuesto un criterio simplificado para la determinación del factor por ductilidad en marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico, en función de la relación de esbeltez H/B de las estructuras, suponiendo una disminución lineal, que deberá aplicarse a modelos con relaciones de esbeltez $H/B < 1.0$, hasta la relación de esbeltez obtenida de los modelos de 16 niveles, $H/B < 1.6$.

El límite propuesto (ecuación 3.7), se determinó a partir de los resultados del límite inferior de la curva cortante – distorsión. En la expresión enunciada, H es la altura del modelo y B el ancho de la estructura en la dirección estudiada.

$$\begin{array}{ll}
 \text{Si } H/B \leq 1.0 & Q = 3 \\
 \text{Si } 1.0 < H/B \leq 1.6 & Q = 3 - \frac{5}{3} \left(\frac{H}{B} - 1 \right) \\
 \text{Si } 1.6 < H/B & Q = 2
 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} \quad (3.7)$$

La propuesta para la determinación del factor de ductilidad en relación a la altura del modelo considera la posibilidad de realizar la reducción discutida aceptando el planteamiento propuesto en el Apéndice A para la determinación del factor de ductilidad reducido Q' .

En la figura 3.19 se ejemplifica el comportamiento de reducción por ductilidad con fines de diseño para marcos dúctiles con contraventeo concéntrico en función de la altura y la carga sísmica relativa (I/Q') para evidenciar la dependencia de la fuerza sísmica de diseño de este factor de modificación considerando los razonamientos de algunos reglamentos internacionales. Esto es, Q' para el NTCS-RCDF-04 y MOC-CFE-08; R en los reglamentos de los Estados Unidos como el UBC-97, ASCE-7-05 e IBC-06; q en el reglamento europeo (EC8-05); I/D_s para el reglamento japonés (BCJ-06); R_d en el reglamento canadiense (CNBC-05), suponiendo que el factor de importancia es $I=1.0$ cuando fue necesario.

La figura incluye el comportamiento del factor de reducción con fines de diseño Q' , obtenido con la aplicación de la metodología propuesta para la determinación de Q , considerando el procedimiento de las NTCS-04. Así, el límite aquí propuesto reconoce que en estructuras de mediana a gran altura con contravientos convencionales es necesario aumentar la carga sísmica de diseño para alcanzar las deformaciones inelásticas pretendidas. La propuesta presentada en este estudio coincide con el planteamiento de las NTCS-04 en modelos de baja altura cuando $H/B < 1.0$, ya que ambas coinciden en establecer una magnitud máxima igual a $Q=3$.

En la figura 3.20 se compara el factor de reducción Q con los límites propuestos por los reglamentos mexicanos (RCDF-04 y MOC-CFE-08) y los obtenidos en los modelos estudiados en este estudio. La metodología propuesta admite una disminución del factor de reducción siguiendo la tendencia de los resultados obtenidos en este estudio, pero coincide con la propuesta de los reglamentos mexicanos cuando la relaciones de esbeltez de los edificios H/B es menor a 1.0.

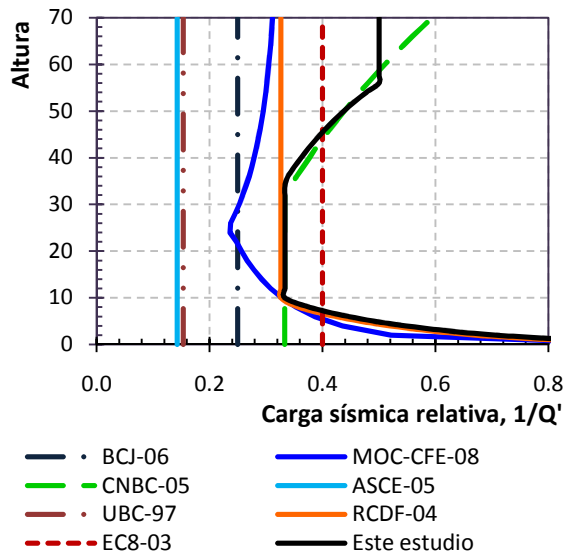


Figura 3.19. Carga mínima relativa con fines de diseño entre algunos reglamentos vigentes

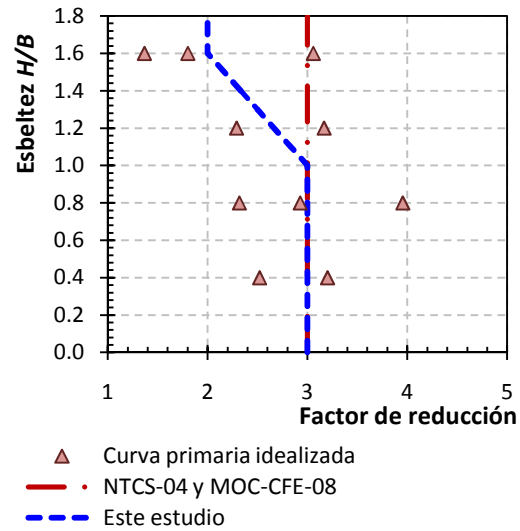


Figura 3.20. Comparación de las ductilidades de los modelos y los reglamentos mexicanos

Finalmente, considere que el factor de ductilidad μ de los modelos estudiados es el mismo en ambas direcciones debido a que las estructuras son regulares, pero el criterio propuesto para la determinación de la ductilidad varía en función de la dirección global en modelos irregulares.

3.4. Sobrerresistencia

Además de las reducciones por comportamiento inelástico, la mayoría de los reglamentos establecen una reducción para tomar en cuenta que las estructuras poseen una resistencia lateral considerablemente mayor a la resistencia lateral que se supuso durante el proceso de diseño.

A pesar de que algunos reglamentos ya reconocían tiempo atrás la importancia de considerar la ductilidad en el diseño sísmico, sólo versiones recientes consideran adicionalmente la influencia inherente de la sobrerresistencia en los sistemas estructurales. En este sentido, se ha demostrado que las estructuras dúctiles podrían asociarse a reservas considerables de sobrerresistencia no consideradas explícitamente en los reglamentos.

La tendencia actual para considerar el efecto de sobrerresistencia es reducir la carga de diseño por un factor de sobrerresistencia en lugar de incrementar la resistencia factorizada (Tena-Colunga *et al.* 2009), lo que permite tener una mayor certidumbre de las cargas laterales que pueden actuar sobre la estructura.

Esta sobrerresistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductor de cargas. Sin embargo, esto implicaría cambios notorios en los criterios de análisis estructural que obligaría al uso de métodos inelásticos de análisis (Ordaz *et al.* 2003, MOC-CFE-08).

3.4.1 Fuentes de sobrerresistencia

Esta sobrerresistencia alcanzada por las estructuras depende de varios factores:

- Sobrerresistencia de tamaño Ω_s . Toma en cuenta que la elección de las secciones estructurales y dimensiones se debe realizar limitándose a las secciones existentes disponibles en el

mercado o asociadas a métodos constructivos. Con base en estructuras típicas, este factor es considerado igual a $\Omega_s = 1.05$. Cabe señalar que en la práctica mexicana, esta sobrerresistencia asociada a las secciones estructurales tipo es mucho mayor, debido a que en estructuras metálicas se deben tipificar las secciones de vigas y de columnas para el diseño de varios niveles, pudiendo ser tan alta como $\Omega_s = 1.5$ (Tapia y Tena 2010).

Específicamente, las estructuras estudiadas se asociaron a cambios de secciones cada tres o cuatro niveles en las columnas y contravientos siguiendo la tendencia de las prácticas actuales con la estandarización de las trabes en todos los entrepisos.

En la figura 3.21 se presentan las relaciones de esfuerzo en la etapa elástica de diseño de los modelos de cuatro niveles, esto es, la relación entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente en los modelos de cuatro niveles, distinguiendo la sollicitación entre trabes, columnas y contravientos.

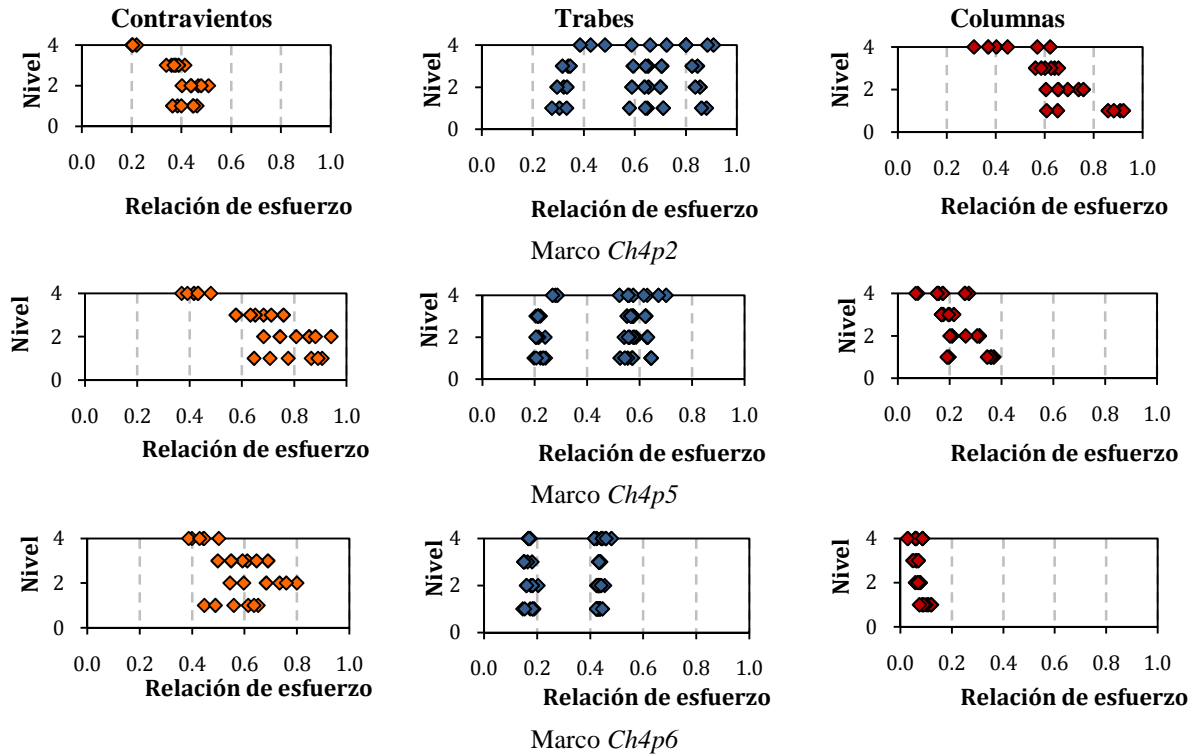


Figura 3.21. Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de cuatro niveles

La gráfica equivalente de los modelos de ocho, doce y dieciséis niveles se presentan en las figuras 3.22, 3.23 y 3.24. En ellas se aprecia una dependencia de la sobrerresistencia de las columnas y contravientos con la contribución al cortante lateral resistente pretendido por las columnas del marco. Una alta sobrerresistencia en las columnas del marco se espera en los modelos con las máximas contribuciones al cortante lateral resistente de los modelos, que evidencian la concentración inminente del daño en los contravientos.

- b) Sobrerresistencia nominal Ω_ϕ . Considera la diferencia entre la resistencia nominal y la resistencia factorizada final, de modo que se suele considerar igual a $\Omega_\phi = 1.0/0.9 = 1.11$, en estructuras metálicas con modo de falla dúctil a flexión.

- c) Sobrerresistencia de fluencia Ω_y . Considera la diferencia entre el esfuerzo de fluencia especificado para el material contra el esfuerzo de fluencia que alcanza finalmente. Con base a extensos estudios estadísticos basados en secciones I, se ha especificado un factor igual a $\Omega_y = 1.10$ (Mitchell *et al.* 2003).

Al respecto, fue posible tener acceso a un muestreo de certificados de calidad de producto terminado por laboratorios, donde se especifica el esfuerzo de fluencia de los embarques de perfiles laminados (ángulos y canales) de acero usado en México conforme a la norma ASTM A36 y ASTM A572 Grado 50 de pruebas de laboratorio, que se detalla en el Capítulo 6 de este trabajo durante la definición de los esfuerzos de fluencia en los análisis que se realizarán.

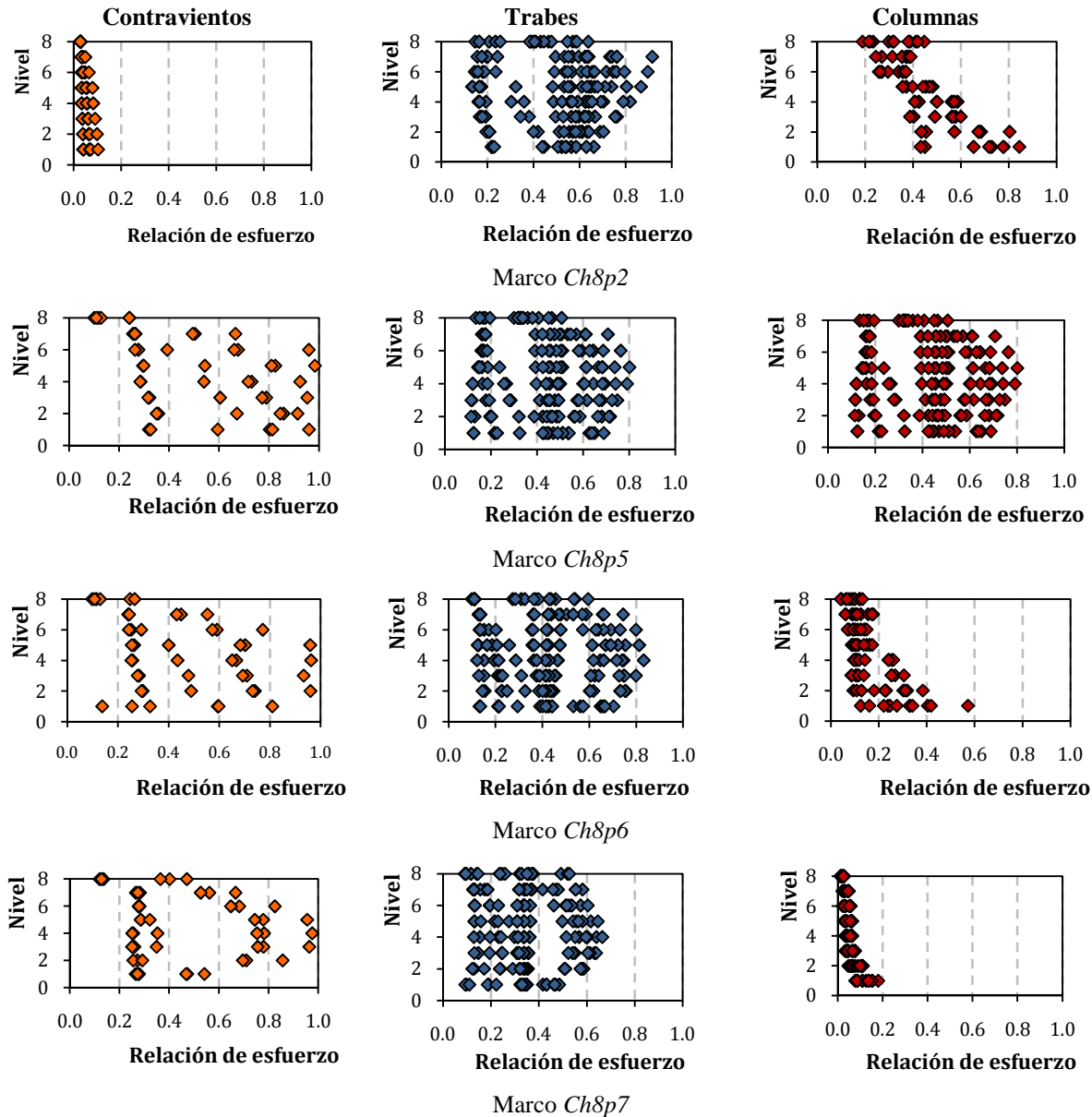


Figura 3.22. Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de ocho niveles

- d) Sobrerresistencia de endurecimiento por deformación Ω_{sh} . Toma en cuenta el endurecimiento por deformación dependiendo de la fluencia y el nivel de deformación inelástica. Varía entre $\Omega_{sh}= 1.15$ para marcos momento resistentes dúctiles de acero hasta $\Omega_{sh}= 1.05$ en marcos con ductilidad limitada, que representan un fenómeno similar al que se presenta en marcos con contraventeo concéntrico, donde el endurecimiento por deformación se desarrolla únicamente en los elementos que fluyen por tensión (Tremblay 2005).

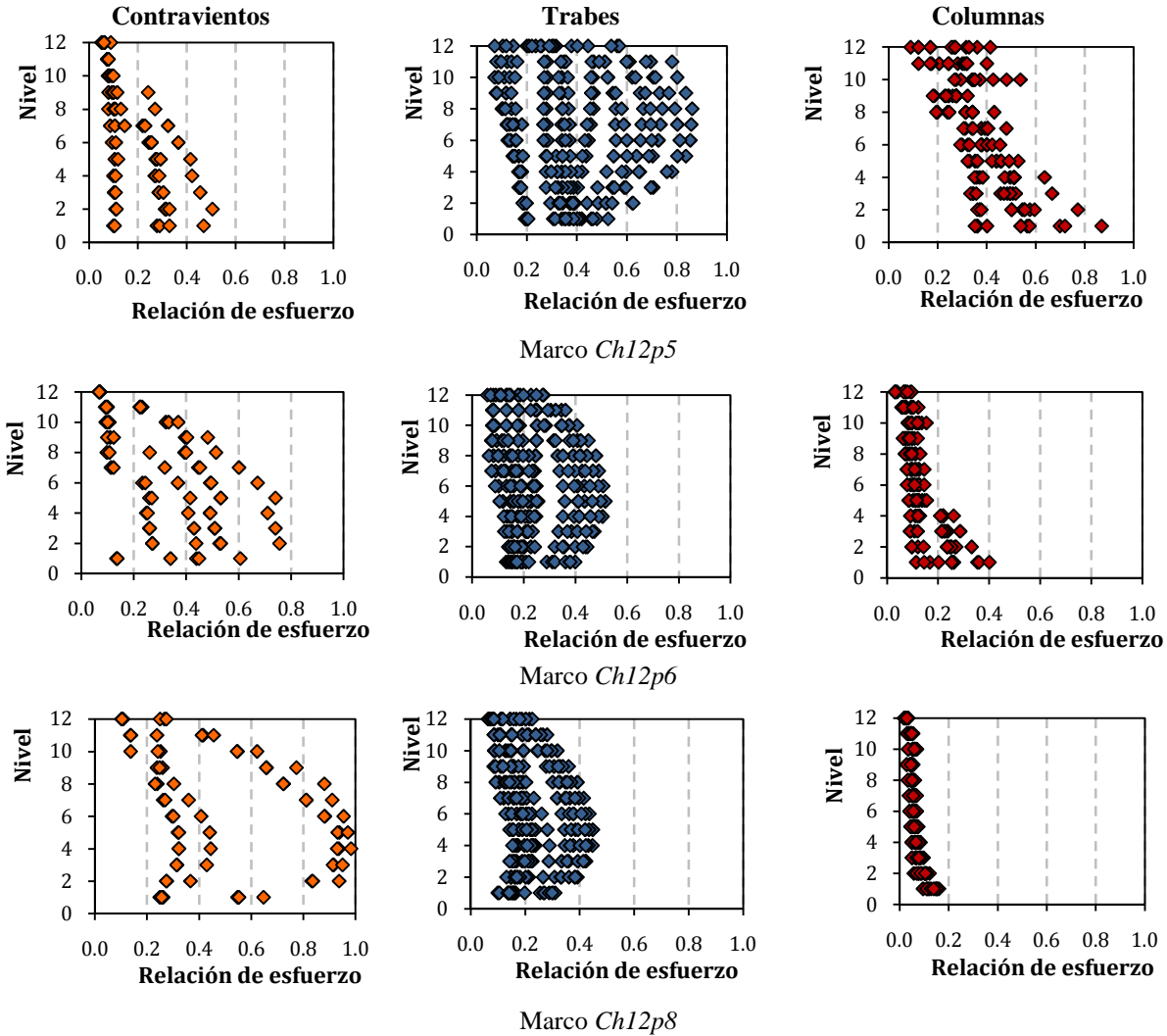


Figura 3.23. Relación de esfuerzos en los elementos de los modelos de doce niveles

- e) Sobrerresistencia por la formación del mecanismo Ω_{mec} . Toma en cuenta la resistencia adicional que puede desarrollar el sistema antes de que se forme el mecanismo de colapso. Conservadoramente, este valor se considera igual a $\Omega_{mec}= 1.0$, en marcos de acero con contravientos concéntricos, donde una reserva de capacidad es típicamente provista por los contravientos en tensión.
- f) Sobrerresistencia debida al diseño de las conexiones. Este factor se conoce, pero debido a que no se cuentan con suficientes cuantificaciones, normalmente algunos reglamentos no lo consideran en su valoración de la sobrerresistencia global.

- g) Sobrerresistencia debida a la influencia de cargas verticales en el diseño. Las cargas verticales rigen el diseño de varios elementos estructurales, especialmente en estructuras de pocos niveles en zonas de alto peligro sísmico o hasta en estructuras relativamente altas ubicadas en zonas de bajo a moderado peligro sísmico. Este efecto es considerado en los reglamentos de México en estudio, pero aún no en otros reglamentos internacionales.

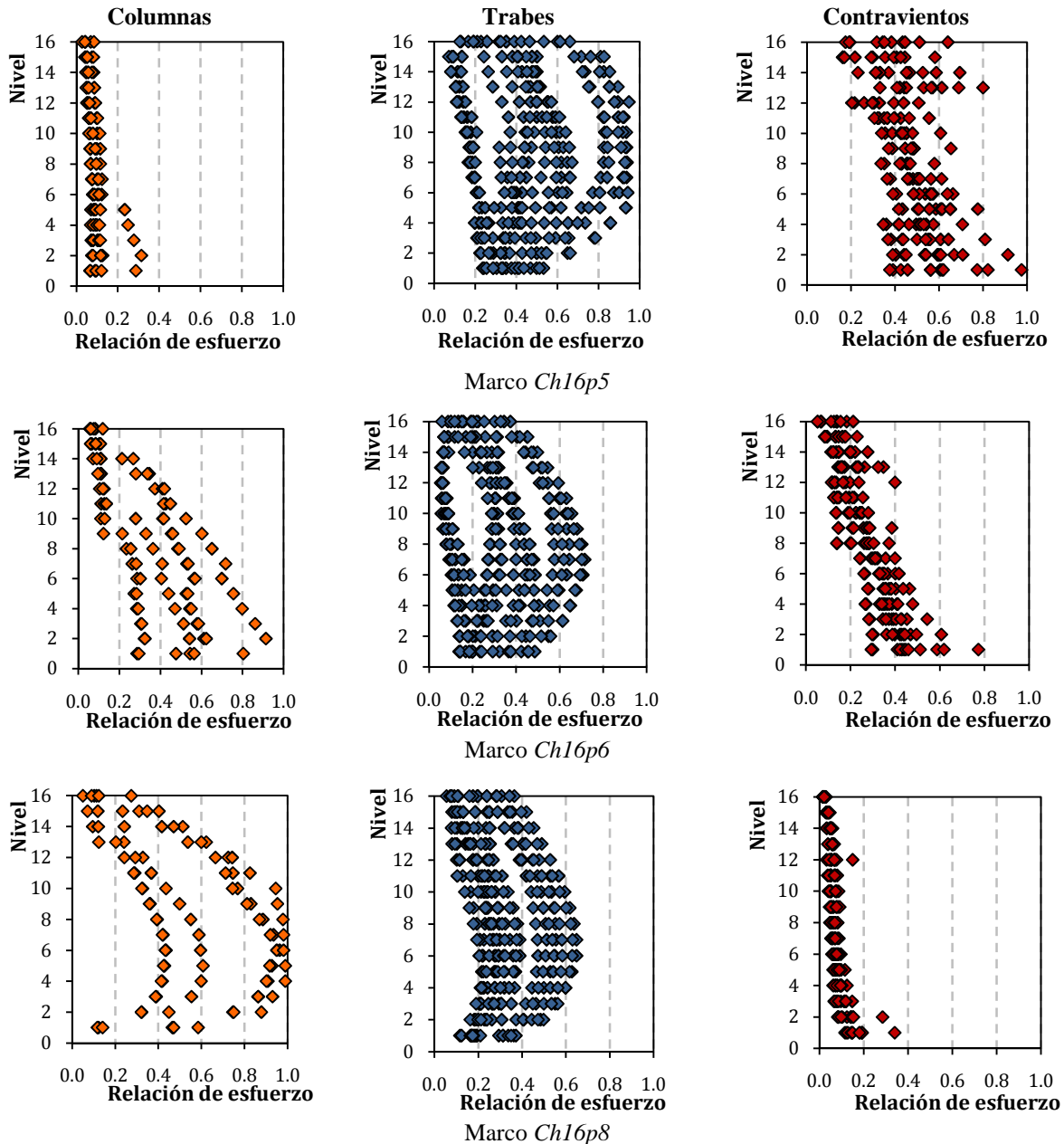


Figura 3.24. Relación de esfuerzos en los elementos de dieciséis niveles

En la figura 3.25 se ejemplifican los criterios para la determinación del factor por sobrerresistencia Ω conforme al documento ATC-63 (2008) en análisis estáticos ante cargas monótonas crecientes, que se emplearon en este apartado.

3.4.2 Discusión de resultados

En la tabla 3.11, se enuncian las sobrerresistencia Ω (cortante nominal V_{nom} y el cortante máximo V_{max}) obtenidas por los modelos estudiados considerando la curva global. La tabla incluye la magnitud del cortante basal V_{nom} , mediante el que se realizaron los análisis ante carga monótona creciente y el cortante medido al inicio del comportamiento inelástico V_y .

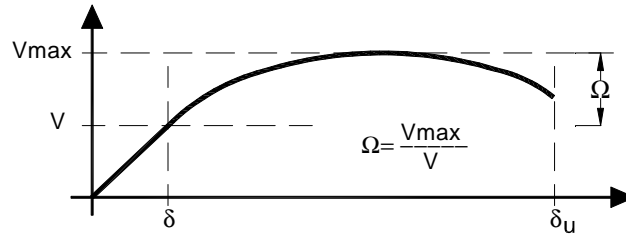


Figura 3.25. Definición del factor de sobrerresistencia en análisis ante carga monótona creciente

En la figura 3.26, se grafican las sobrerresistencias obtenidas contra el número de niveles de los modelos; mientras que en la figura 3.27 se presenta el comportamiento de la proporción del cortante máximo alcanzado en los análisis V_{max} y el cortante de fluencia V_y de las curvas cortante – distorsión.

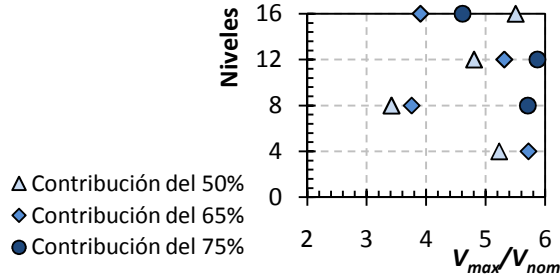


Figura 3.26. Comportamiento de la sobrerresistencia Ω en función de la altura de los modelos

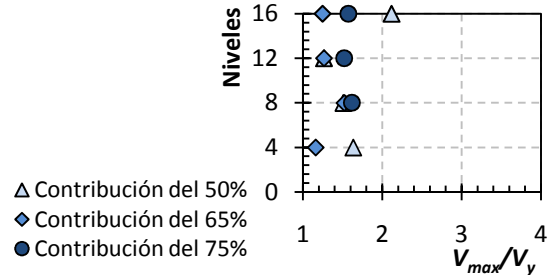


Figura 3.27. Comportamiento de la proporción V_{max}/V_y en función de la altura de los modelos

Los resultados obtenidos son siempre mayores al criterio establecido en los reglamentos disponibles (como se discute con detalle a continuación), sin que se note dependencia de la altura o de la aportación del cortante lateral resistente aportado para el que fueron diseñadas las columnas de los modelos. La gráfica no incluye los resultados de los modelos que no cumplen la aportación mínima del 50% al cortante lateral resistente, debido a que presentaron una falla frágil con una sobrerresistencia nula.

Note que el cortante de fluencia V_y es significativamente mayor que el cortante nominal V_{basal} . Sin embargo, estos resultados concuerdan con otras investigaciones, como Tapia y Tena (2009) que reportan sobrerresistencias para estos mismos sistemas estructurales iguales a $\Omega = 4.72$ y $\Omega = 4.55$ en modelos de 15 niveles, lo que sugiere que las magnitudes de los factores por sobrerresistencia establecidos en los reglamentos no son representativas de la sobrerresistencia asociadas en los sistemas estructurales actuales, pese a que la magnitud de este factor varía ampliamente en función de la configuración y el criterio de diseño sísmico.

Tabla 3.11. Sobrerresistencias promedio obtenidas en los modelos estudiados

Modelo	V_{basal}	V_y	V_{max}	V_{max}/V_{nom}	V_{max}/V_y
<i>Ch4p5</i>	77.37	247.55	404.52	5.228	1.634
<i>Ch4p6</i>		381.64	442.68	5.722	1.160
<i>Ch8p5</i>		365.27	551.09	3.420	1.509
<i>Ch8p6</i>	161.15	397.50	605.52	3.758	1.523
<i>Ch8p7</i>		569.39	919.90	5.708	1.616
<i>Ch12p5</i>		930.77	1177.35	4.807	1.265
<i>Ch12p6</i>	244.95	1028.74	1302.02	5.315	1.266
<i>Ch12p8</i>		947.10	1438.39	5.872	1.519
<i>Ch16p5</i>		854.69	1809.42	5.504	2.117
<i>Ch16p6</i>	328.73	1030.02	1284.05	3.906	1.247
<i>Ch16p8</i>		964.27	1515.68	4.611	1.572

3.4.3 Tendencias de reglamentos vigentes

3.4.3.1 Reglamentos de los Estados Unidos

En los reglamentos de los Estados Unidos se reconoce que la sobrerresistencia depende del sistema estructural, y por ello se establecen en forma tabular las magnitudes por sobrerresistencia, que se incluyeron en la tabla 3.8 (tabla 12.2-1, ASCE 7 – 05).

El factor de reducción por sobrerresistencia es igual a $\Omega=3$ cuando se trata de edificios estructurados con marcos de acero momento resistentes, $\Omega=2.5$ para marcos dúctiles con contraventeo concéntrico y $\Omega=2$ para marcos no dúctiles con contraventeo concéntrico (Apartado 11.2, ATC 63-08).

3.4.3.2. Reglamento de Canadá

El reglamento canadiense define el factor de reducción por sobrerresistencia en función del sistema estructural, cuyas magnitudes se incluyeron en la tabla 3.6. Este planteamiento propone una sobrerresistencia para marcos momento resistentes dúctiles igual a $\Omega=1.5$ (que están asociados a la ductilidad máxima permitida) y presenta una ligera disminución hasta $\Omega=1.3$ cuando se trata de marcos momento resistentes de ductilidad limitada.

En lo referente a los marcos con contraventeo, se establece una magnitud única igual a $\Omega=1.3$, sin importar la ductilidad de los contravientos ni el tipo de configuración (apartado 4.1.8.4.1, CNBC-05).

3.4.3.3. Reglamento europeo

El reglamento europeo hace referencia a los anexos de cada país para establecer magnitudes de sobrerresistencias adecuadas a las condiciones locales y aunado a esto, recomienda una única magnitud para marcos de acero igual a $\gamma_{ov}=1.25$, sin hacer distinción de la ductilidad del marco, configuración de los contravientos, etc. (EC8-05, Ap. 6.2.3).

3.4.3.4. Reglamentos de México

El reglamento del Distrito Federal mexicano presenta en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias una ecuación para la determinación de la sobrerresistencia que tiende a $\Omega=2.0$ (apartado A.3, NTCS – 04) y que se reproduce en la ecuación 3.8. El planteamiento es función del periodo característico T_a del espectro, cuya definición es igualmente función del terreno del suelo T_s (por ejemplo $T_a=1.175$ seg., cuando el periodo fundamental del suelo es $T_s=2.0$ seg.).

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (3.8)$$

En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08), se presenta un método de obtención del factor por sobrerresistencia que sigue la ecuación 3.9, donde R_0 es un índice de sobrerresistencia que depende del sistema estructural, y tratando exclusivamente a las estructuras de acero, toman los siguientes valores: $R_0=2.0$ para marcos momento resistentes de ductilidad normal e intermedia, marcos momento resistentes de ductilidad normal con contraventeo; $R_0=2.5$ para marcos momento resistentes de ductilidad para marcos momento resistentes de ductilidad normal e intermedia, marcos momento resistentes de ductilidad alta, marcos momento resistentes de ductilidad alta con contraventeo; y $R_0=3.0$ para sistemas duales de marcos con conexiones momento resistentes especiales.

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{T/T_a}\right); & \text{si } T \leq T_a \\ R_0; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (3.9)$$

Sin embargo, el planteamiento del Reglamento de Construcciones (RCDF-04) no reconoce que la sobrerresistencia desarrollada por una estructura en un sismo dependa del sistema estructural, como se propone en versiones recientes de los reglamentos como ASCE 7 – 2005 e IBC – 2006 (Tena *et al.*, 2009).

3.4.4 Comparación gráfica

En la figura 3.28 se presenta la comparación gráfica de las magnitudes propuestas para el factor de reducción por sobrerresistencia entre los reglamentos en estudio para marcos dúctiles momento resistentes. El reglamento europeo, que está asociado a las mayores magnitudes del factor de ductilidad, constituye el menor límite propuesto; mientras que el reglamento de Estados Unidos es el límite superior de las magnitudes comparadas.

Los reglamentos mexicanos son los únicos que reconocen que la sobrerresistencia de un sistema depende del periodo de la misma; sin embargo, considere que estas curvas son aplicables a todos los sistemas estructurales por igual.

En la curva del Reglamento para el Distrito Federal (RCDF-04) se supuso que la estructura está ubicada en un suelo con un periodo dominante igual a $T_s = 2$ s. En el caso del MOC-CFE-04, el razonamiento considera un índice de sobrerresistencia igual a $R_0 = 2.5$ con el periodo característico $T_a = 1.175$ seg.

3.4.5 Propuesta de determinación

A fin de establecer una propuesta conservadora para determinar la sobrerresistencia en marcos de acero con contravientos concéntricos, se adaptó la ecuación propuesta en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08), definiendo que el índice de sobrerresistencia es igual a $R_0 = 4.5$ y un parámetro $\alpha = 1.0$.

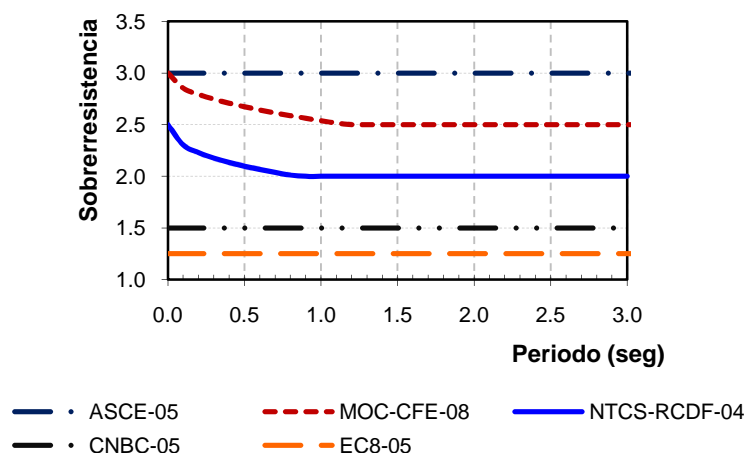


Figura 3.28. Comparativa del factor por sobrerresistencia para marcos dúctiles entre reglamentos vigentes

El límite propuesto (ecuación 3.10) reconoce que estructuras de baja altura podrían estar asociados a mayores sobrerresistencia de hasta $\Omega = 5.5$ y mayores ductilidades (en congruencia al criterio propuesto en el apartado anterior) y establece una sobrerresistencia igual a $\Omega = 4.5$, cuando el periodo de la estructura supere al periodo característico T_a . En la figura 3.29 se ilustra el comportamiento de los periodos característicos T_a y T_b en relación del periodo del suelo T_s .

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Si } T \leq T_a & R = R_0 + \alpha \left(1 - \sqrt{\frac{T}{T_a}} \right) \\ \text{Si } T > T_a & R = R_0 \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

En la figura 3.30 se ejemplifica el comportamiento de la propuesta de determinación del factor por sobrerresistencia para marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos, que pretende generar magnitudes de sobrerresistencia mucho más aproximados a los resultados obtenidos en esta y otras investigaciones. En la figura, la propuesta de las Normas Técnicas considera un periodo fundamental del terreno igual a $T_s = 2.0$ seg.

Asimismo, en la figura se incluyeron las sobrerresistencias obtenidas en este estudio, en función del periodo fundamental de los modelos y distinguiendo el porcentaje de aportación al cortante lateral resistente para el que se diseñaron las columnas.

La metodología planteada de este estudio se determinó considerando el promedio de las sobrerresistencias que alcanzaron los modelos estudiados, sin incluir los valores inferiores que ocasionarían una significativa desviación de la curva propuesta.

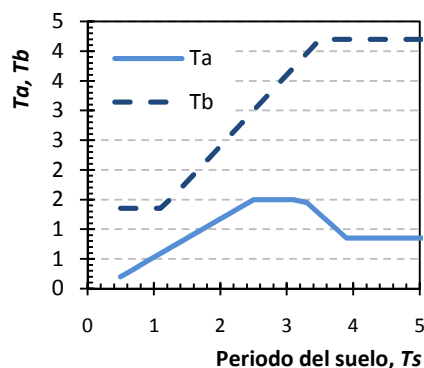


Figura 3.29. Comportamiento de periodos característicos según NTCS-04

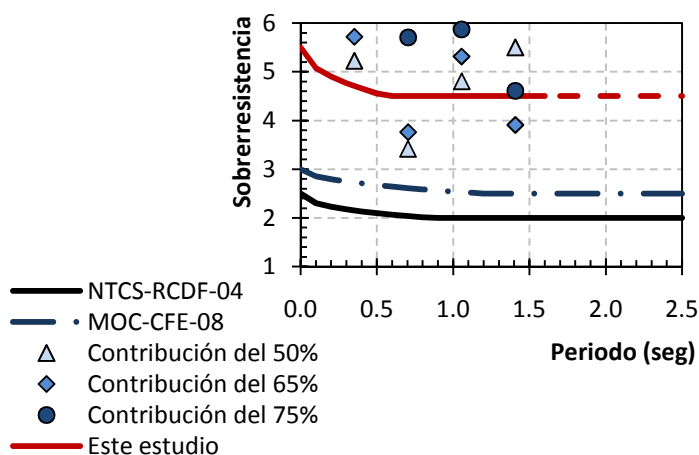


Figura 3.30. Comportamiento de las sobrerresistencias contra lo estipulado en reglamentos mexicanos

Note que en la figura 3.30, el comportamiento de la sobrerresistencia propuesta en esta investigación se señala con línea punteada siguiendo la tendencia de los reglamentos vigentes cuando el periodo de la estructura es superior a los incluidos en este estudio, debido a que no se tiene la certidumbre en este momento que edificios muy altos y/o flexibles sigan este razonamiento.

3.5. Conclusiones.

En este capítulo, a partir de la curva cortante – distorsión obtenida en análisis no lineales ante carga estática creciente, se determinó la curva primaria idealizada bilineal para estudiar la distorsión de fluencia, distorsión última, ductilidad y sobrerresistencia desarrollada por trece modelos que se diseñaron en los capítulos anteriores.

Como complemento, en el Apéndice B de este documento intitulado *Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados* se detalla el comportamiento de las curvas cortante – distorsión, que incluye la aportación al cortante lateral resistente de las columnas del marco en relación al sistema de contravientos y el comportamiento del cortante resistente teórico $V_{teórico}$ para el que fueron concebidas las columnas del marco en la etapa elástica.

En el capítulo se demostró que para las alturas y balances de rigidez consideradas, la distorsión tangencial no tiene una influencia decisiva en las distorsiones de entrepiso y que las distorsiones obtenidas en los análisis no lineales de los modelos estudiados satisfacen los límites de deformación por fluencia y por seguridad contra colapso propuestos en el Apéndice Normativo. La magnitud de estos límites resultó ser bastante similar a la obtenida cuando se consideran las distorsiones obtenidas de la curva cortante – distorsión, en comparación a los resultados de la curva primaria idealizada bilineal.

Aunado a lo anterior, se demostró que el factor de ductilidad es dependiente de la altura de los modelos, no incluida en el reglamento mexicano vigente. Cuando los modelos satisfacen el límite de

aportación mínima al cortante resistente del cincuenta por ciento, las estructuras de baja o mediana altura satisfacen las ductilidades pretendidas en la etapa de diseño ($Q=3$). Sin embargo, este favorable comportamiento se deteriora con el aumento de la altura, tal que se presentó una metodología para definir un factor de reducción por ductilidad congruente con los resultados de esta y otras investigaciones, en función de la relación de esbeltez de los modelos.

En todos los casos, las sobrerresistencias obtenidas en los análisis resultaron ser mayores a lo especificado en los reglamentos disponibles (NTCS-04, MOC-CFE-08, CNBC-05, ASCE-7-05 e IBC-06), sin que se notara una dependencia de la aportación al cortante lateral resistente para el que fueron diseñadas las columnas ni la altura de los modelos. A partir de los resultados obtenidos, se propuso una variación de la metodología presentada en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08) para determinar un factor por sobrerresistencia, congruente a los resultados obtenidos en esta investigación, en función del periodo fundamental de la estructura.

Capítulo IV

Procedimiento de diseño por capacidad de marcos contraventeados

RESUMEN

En este capítulo se presenta una propuesta de procedimiento de diseño por capacidad para edificios regulares de acero estructurados con marcos de acero dúctiles con contraventeo concéntrico adaptado al reglamento del Distrito Federal vigente, a fin de obtener mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil en congruencia con las premisas de diseño asociados a factores de modificación de la carga por ductilidad y sobrerresistencia más realistas. El procedimiento de diseño se evalúa y ejemplifica en el análisis y diseño de tres modelos de 10, 14 y 18 entresijos en edificios regulares con la configuración usada en los capítulos anteriores de esta investigación.

ABSTRACT

In this chapter, a capacity design procedure for regular steel buildings structured with concentrically braced frames adapted to current Mexico's Federal District Code is proposed in order to obtain a collapse mechanism strong column – weak beam – weaker brace consistent with the initial assumptions associated with a more realistic assessment of ductility and overstrength force modification factors. The procedure is evaluated with the design of 10-, 14- and 18 stories regular buildings using the same configuration that have been used in precedents chapters of this research.

Capítulo IV

Procedimiento de diseño por capacidad de marcos de acero contraventeados

4.1 Antecedentes

En los capítulos anteriores, se realizaron análisis estáticos ante carga monótona creciente de marcos dúctiles con contraventeo concéntrico tipo chevrón, que formaban parte de edificios regulares de acero y que cumplían estrictamente los criterios establecidos en la reglamentación vigente. Sin embargo, la respuesta inelástica de los modelos no resultaba congruente con todas las premisas consideradas en la etapa elástica de diseño.

Con base en los resultados obtenidos y una profunda investigación de las tendencias de los reglamentos y estudios similares, en este capítulo se presenta una metodología de diseño por capacidad específica para marcos de acero dúctiles contraventeados, que pretende que el diseño de este tipo de estructuraciones derive en mecanismos de colapso congruentes con las premisas iniciales (columna fuerte – viga débil – contraviento más débil), asociados a magnitudes razonables de ductilidad y sobrerresistencia.

4.2 Requisitos generales

En esta sección se indican los requisitos mínimos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q mayores o iguales que dos ($Q \geq 2$) en el diseño de marcos de acero con contraventeo concéntrico, conforme a lo estipulado en la sección 2.0 de este documento.

Cada uno de los marcos rígidos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos que el porcentaje de fuerza lateral actuante determinado con la siguiente expresión, sin considerar la contribución del sistema de contravientos.

$$\frac{V_{RCol}}{V_{RTotal}} \geq 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{F_{yCol}}{F_{yDiag}}} \quad (4.1)$$

En la ecuación, H es la altura del edificio, B el ancho del edificio en la dirección estudiada, F_{yCol} el esfuerzo de fluencia de las columnas y F_{yDiag} el esfuerzo de fluencia de los contravientos.

En ningún caso se permitirá hacer simultáneamente cambio de sección transversal en columnas y contravientos en un mismo entrepiso.

4.2.1 Contravientos

Los contravientos deben ser sección tipo 1 con una relación de esbeltez efectiva que cumpla (Ap. 6.2.3.2, NTCM-04):

$$\frac{KL}{r} < 5.88\sqrt{E/F_y} \quad (4.2)$$

donde E y F_y son respectivamente el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero empleado. Cuando se requiera la carga axial post-pandeo de los contravientos, se podrá calcular como $0.3R_c$ (Marino y Nakashima 2006).

4.2.1.1. Longitud del contraviento

En Lacerte y Tremblay (2006), Izvernari *et al.* (2007) y Guilini-Charette (2009) presentaron estudios de marcos con contraventeo concéntrico de modelos entre los cuatro y dieciséis niveles, en los que se prestó especial atención en el diseño de las conexiones de cada uno de los entrepisos para cada condición particular incluyendo los conceptos presentados anteriormente. El objetivo de los estudios fue valorar el comportamiento de los edificios en análisis dinámicos no lineales considerando registros de sismos recientes en suelos firmes y registros artificiales, buscando mitigar la concentración de deformaciones inelásticas.

Todos los estudios referidos diseñaron la conexión del contraviento para cada caso particular (lo que se contrapone a la tendencia de la práctica), de manera que, a partir de ellos, fue posible estudiar la relación entre la longitud teórica L_{ejes} de la intersección del contraviento en el nudo trabe - columna y la longitud efectiva del contraviento, L_{real} . En la figura 4.1b se presentan los resultados de estas proporciones en modelos de ocho niveles, donde se graficó la relación entre la longitud real L_{real} y la longitud a ejes L_{ejes} del contraviento para cada conexión diseñada en cada uno de los entrepisos que conforman el modelo. El promedio de esta proporción resulta ser igual a $L_{real}/L_{ejes} = 0.787$, por lo que análisis que consideran la longitud de los contravientos de la distancia a ejes ($L_{real}/L_{ejes} = 1.0$) podrían derivar en resultados poco realistas, asociados a longitudes mayores y pandeos prematuros.

Por otra parte, con base a la experiencia adquirida en pruebas experimentales de contravientos tubulares en compresión, se sabe que mediante la aplicación de un factor de longitud efectiva $K=0.90$ se obtienen resultados analíticos similares a los obtenidos en las pruebas cuando los elementos son unidos con placas de conexión (Tremblay 2008). De esta forma, la proporción comentada decrecería hasta $L_{real}/L_{ejes} = 0.709$. Es decir, con base en los resultados, parece razonable considerar longitudes efectivas no arriostradas del contraviento cercanas al setenta por ciento de la longitud a ejes.

La importancia de esta premisa está directamente relacionada a la relación de esbeltez de los contravientos KL/r . Entre más robustos sean los contravientos (relaciones de esbeltez bajas) se esperan demandas de deformación plástica más altas antes del pandeo y posteriormente, cuando las rotaciones se desarrollan en los ciclos subsecuentes se presenten con importantes deformaciones axiales (Tremblay 2008a). La falla de estos elementos ocurre cuando el contraviento es cargado en tensión, luego del pandeo desarrollado en previas incursiones de ciclos a compresión.

Este antecedente sobre la longitud real de los contravientos L_{real} se consideró explícitamente en los análisis no lineales realizados, a partir de la reducción de la longitud a ejes del elemento y el diseño de las placas de conexión con la metodología presentada, a fin de obtener resultados que evalúen la aportación a compresión de los contravientos de la forma más realista y clara posible.

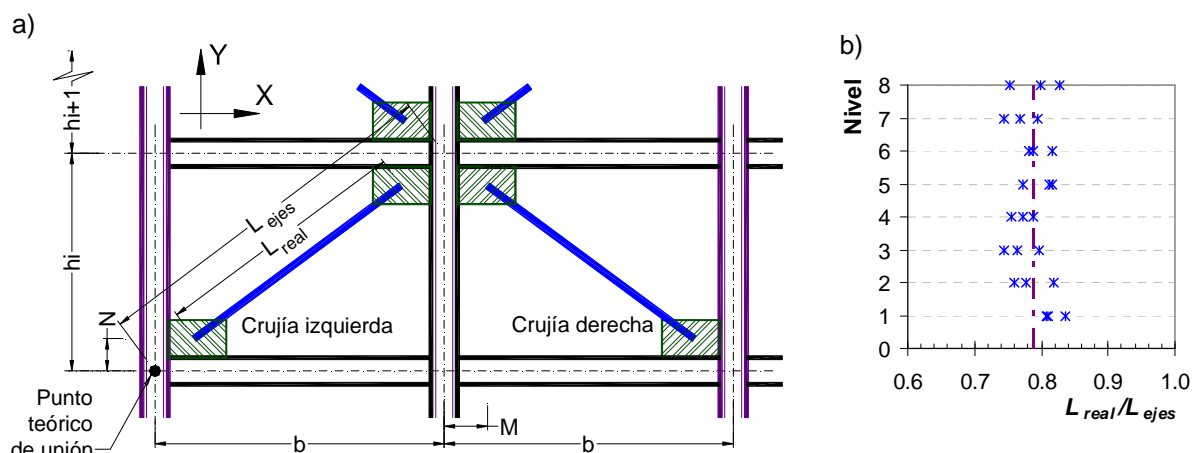


Figura 4.1 a) Longitud efectiva del contraviento, b) Proporciones obtenidas en Lacerte y Tremblay (2006) y Izvernari *et al.* (2007) en modelos de ocho niveles

4.2.2 Trabes

Las secciones transversales de las trabes deberán ser tipo 1. Sin embargo, si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso, se permite que la relación ancho/groeso del alma llegue hasta (Ap.6.2.1.1, NTCM-04):

$$3.71\sqrt{E/F_y} \quad (4.3)$$

No deberán existir cambios importantes o abruptos en la sección transversal de las vigas en las zonas de formación de articulaciones plásticas. Además, las vigas interceptadas por contravientos deben cumplir (apartado 6.2.3.4, NTCM-04):

- Ser continuas entre columnas.
- Deben diseñarse para que resistan los efectos de todas las cargas tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraviento no existe.
- Diseñarse para que resistan los efectos de las cargas verticales, muertas y vivas, más una carga axial aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a P_y en la diagonal en tensión y una fuerza máxima de $0.3F_cR_c$ en la comprimida.

4.2.3 Columnas

Todas las columnas del marco deben cumplir los siguientes requisitos:

- Ser continuas en al menos dos entrepisos y de sección constante (apartado 27.5.2.4, CSA-05).
- La sección transversal de las columnas debe ser sección tipo 1 ó 2 (apartado 6.2.1.2, NTCM-04).
- La relación de esbeltez máxima de las columnas no debe exceder 60 (apartado 6.1.3.1, NTCM-04).

Además, las columnas adyacentes a la crujía contraventeada deben:

- Ser capaces de soportar un momento flexionante de al menos $0.2ZF_y$ en combinación con la carga axial calculada en el análisis (apartado 27.5.2.5, CSA-05).
- Ser diseñada para soportar una carga axial P_k determinada con la ecuación 4.2 (Tapia *et al.* 2009). En el Apéndice C de este documento intitulado *Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados* se presentan mayores detalles de la determinación de estas ecuaciones.

$$P_k = P_g + \text{sen } \theta \sum_{n=i}^i [P_f f_i] \quad (4.4)$$

donde P_g es la carga axial asociada a las cargas gravitacionales que bajan por la columna k , θ es la inclinación de los contravientos, P_f la carga de fluencia de los contravientos, ya sea por pandeo en compresión o fluencia por tensión, y f_i un factor de reducción que considera el porcentaje de contribución de la carga de fluencia de los contravientos a la columna del entrepiso i , cuya carga axial se está determinando.

El factor de reducción f_i de la columna del entrepiso k que evalúa el porcentaje de aportación de la carga de fluencia de los contravientos P_f sigue el comportamiento propuesto en la ecuación 4.5. El factor f_i es función del número total de niveles del edificio S_t , el entrepiso donde se encuentra la columna en la que se pretende determinar la carga axial S_n y del entrepiso donde se está determinando el factor de reducción de la carga de fluencia de los contravientos S_i . En la ecuación mencionada, el subíndice t indica el número total de pisos de la estructura, i es el entrepiso donde se encuentra el contraviento para el que se está determinando el factor de reducción, y n el entrepiso donde se encuentra la columna en la que se pretende determinar la carga axial.

$$f_i = 1 - \frac{(S_i - S_n)^2}{0.9 S_i (S_t - S_n)} \quad (4.5)$$

Por tratarse de marcos dúctiles, se deberá también vigilar que, en cualquier nudo de interés, la suma de los momentos plásticos de las vigas así diseñadas (M_{pv}) que llegan al nudo sea inferior a la suma de los momentos plásticos de las columnas (M_{pc}) que llegan a ese nudo, es decir:

$$\sum M_{pv} \leq \alpha \sum M_{pc} \quad (4.6)$$

Conforme a la ecuación anterior (Secc. 5.8.10, NTCM-04), debe cumplirse con $\alpha = 1.2$ con base a resultados de otros estudios (Tapia 2005, Tapia y Tena 2009, Godínez-Domínguez y Tena-Colunga 2010), considerando esencialmente el valor de α propuesto por el reglamento ACI-318 y EuroCode 8 (apartado. 4.4.2.3.4) para marcos dúctiles de concreto reforzado, dado que de manera sorpresiva o exageradamente optimista, en las NTCM-04 y en otros reglamentos internacionales de estructuras de acero, se considera $\alpha = 1.0$.

Entonces, en caso de que la ecuación 4.6 no se cumpla, se deberán entonces rediseñar las secciones de las columnas, y revisar que con las nuevas secciones se siga cumpliendo la inecuación 4.1 del apartado anterior.

4.2.4 Conexiones

La excentricidad en las conexiones de los contravientos debe ser siempre minimizada (NTCM-04, Ap. 6.2.2.3).

La resistencia requerida en zonas II y III deberá tener una resistencia no menor que la más pequeña de las siguientes (NTCM-04, Ap. 6.2.3.3.a):

- a. La resistencia nominal en tensión del elemento de contraventeo, calculada como $R_y F_y A$.
- b. La fuerza máxima determinada en el análisis.

En este trabajo se propone solicitar dicha resistencia requerida para todos los contravientos, independientemente de la zona, por la siguiente razón. Las NTCM-04 son referidas también por el Manual de Obras Civiles, donde las demandas sísmicas para terrenos firmes (zona I) en regiones cercanas a la fuente (por ejemplo, región costera de subducción del Pacífico mexicano) son mucho más importantes que las de la ciudad de México, y deben también protegerse las estructuras ubicadas en esos sitios.

La resistencia en tensión debe ser la resistencia de diseño en tensión de los elementos de contraviento basada en los estados límite de fractura en la sección neta y de ruptura en el bloque por cortante y tensión (NTCM-04, Ap. 6.2.3.3.b).

La resistencia en flexión en la dirección en la que se pandeará la diagonal será igual o mayor que la resistencia nominal esperada en flexión del contraventeo alrededor del eje de pandeo, $1.1R_y M_p$ (NTCM-04, Ap. 6.2.3.3.c).

En el diseño de las placas de conexión debe considerarse sus posibles formas de pandeo (NTCM-04, Ap. 6.2.3.3.d), mediante una distribución de esfuerzos uniforme con una longitud promedio y el área de la sección de Withmore (Cochran y Honeck 2004).

4.2.4.1. Modo de falla de la conexión

Los contravientos y sus conexiones deben ser diseñados para que se forme alguna de las tres posibles articulaciones: en el centro y sus extremos. De esta forma, las conexiones deben ser diseñadas para que el pandeo ocurra en la placa o en el contraviento. Si la rotación ocurre en el contraviento, la conexión debe ser lo suficientemente fuerte para soportar las repeticiones de fuerza de manera dúctil (Cochran y Honeck 2004, Astaneh-Asl *et al.* 2006).

En contravientos esbeltos se espera un pandeo temprano, de modo que la placa de conexión se detalla para reacomodar la dirección del pandeo, por lo que la placa de conexión es más dependiente de la fuerza de tensión del contraviento (AF_y). En cambio, cuando el contraviento es robusto, la capacidad adicional a compresión del contraviento debe considerarse para determinar el diseño de la placa y prevenir su pandeo. En ese sentido, la placa de conexión puede seguir dos criterios de diseño en función del pandeo: en el plano del marco o fuera del plano.

Es de importancia en el diseño de la placa de conexión considerar el plano de pandeo en el plano del marco o fuera del mismo (Kangim y Bruneau 2005, Haddad y Tremblay 2006). En el caso específico de conexiones diseñadas cuando el pandeo es fuera del plano, se debe considerar el eje de pandeo de la placa de conexión perpendicular al eje del contraviento. Se recomienda que el contraviento sea cortado a una distancia de dos veces el espesor de la placa de conexión para la formación del eje de pandeo (Cochran y Honeck 2004).

4.2.4.2. Diseño de la conexión

El diseño de la placa de conexión demanda la revisión de fractura en la sección neta y la ruptura en bloque por cortante (ecuación 4.7 y 4.8), a partir de la máxima carga a tensión que puede desarrollar el contraviento $F_R F_y A_g$; además de las posibles formas de pandeo. En las expresiones, A_t es el área total sujeta a tensión, A_c es el área total sujeta a cortante, A_{nt} es el área neta sujeta a tensión, A_{nc} es el área neta sujeta a cortante con $F_R=0.75$ (apartado 5.4.3, NTCM-04).

$$\text{Si } F_u A_{nt} \geq 0.60 F_u A_{nc}$$

$$F_R R_n = F_R (0.6 F_y A_{tc} + F_u A_{nt}) \leq F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (4.7)$$

$$\text{Si } F_u A_{nt} < 0.60 F_u A_{nc}$$

$$F_R R_n = F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{nt}) \leq F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (4.8)$$

El diseño por compresión de la placa se realiza a partir de la sección Whitmore propuesta en 1952, definida como el ancho efectivo de la placa de conexión perpendicular al eje del elemento e interceptado por dos líneas a 30 grados (figura 4.2a). A partir de este ancho, que considera una distribución de los esfuerzos uniforme, se obtienen tres posibles longitudes de pandeo L_{g1} , L_{g2} y L_{g3} , que dependen de las características geométricas de la inclinación del contraviento, y que se definen considerando un ángulo de 30 grados y la longitud de la soldadura L_w . Siguiendo recomendaciones de diseño, a partir de esas longitudes se define la longitud de pandeo promedio considerando el área de la sección de Whitmore, que es perpendicular al eje del contraviento. La figura referida incluye las holguras recomendadas en el eje paralelo y perpendicular al contraviento para la formación del área de Whitmore.

En lo que refiere a la relación de esbeltez para la revisión por compresión de la placa de conexión, en este estudio se aceptó la práctica común (figura 5.5b), de que el factor de longitud efectivo sea igual a $K=1.2$ (Cochran y Honeck 2004, Izvernari 2007), aunque existen estudios que proponen $K=2.0$, por considerar que la placa se encuentra fija en un extremo y completamente libre en el otro (Tremblay 2008).

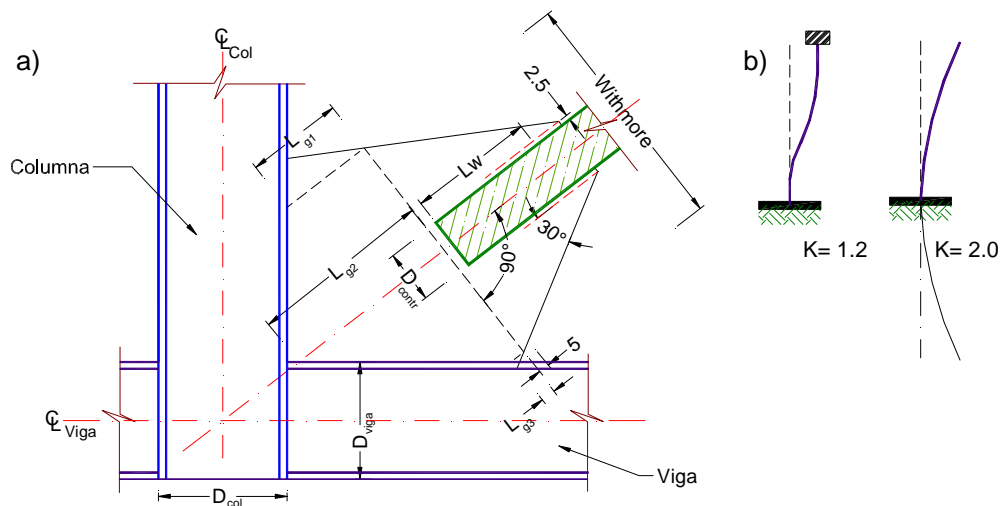


Figura 4.2. Consideraciones geométricas en la conexión contraviento – viga – columna.

Entonces, la placa de conexión se diseña considerando una longitud de la articulación al menos igual a dos veces el espesor de la placa ($2t$), aunque es una práctica común es considerar dos pulgadas (5 cm), como se presenta en la figura.

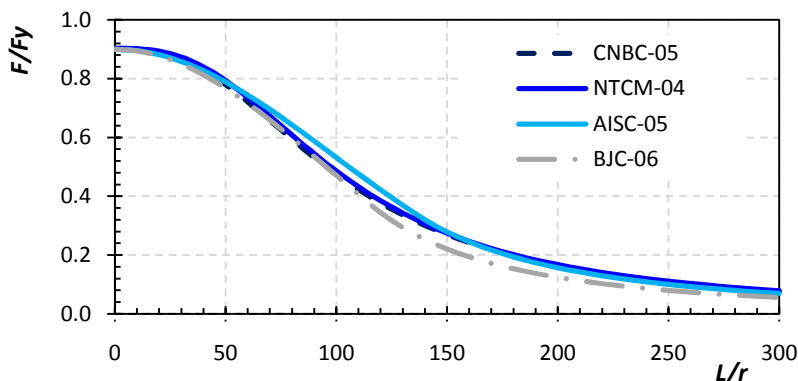


Figura 4.3. Comparación de los criterios establecidos para la revisión por compresión de la placa

La revisión al pandeo de la placa con la longitud determinada, debe realizarse siguiendo los criterios de un elemento sujeto a compresión. En la figura 4.3 se presenta la comparación de los criterios establecidos por el reglamento canadiense (apartado 18.3.2, CISC-2005), el manual norteamericano (apartado E2, LRFD), el establecido en las Normas Técnicas Complementarias (apartado 3.2, NTCM-04) y el reglamento japonés (Marino *et al.* 2006).

4.2.4.3 Otras recomendaciones

Algunas publicaciones como Cochran y Honeck (2004) y Ludeen (2003) recomiendan considerar placas de conexión rígidas con aceros de alta resistencia (A-572 Gr.50) por dos motivos: a) para asegurar que la conexión soportará la sobrerresistencia del contraviento en tensión y, b) reducir el espesor de la placa en comparación con lo que se obtendría con placas de acero A36.

En contravientos esbeltos, cuando se espera un pandeo temprano, la placa se debe detallar para reacomodar las fuerzas en la dirección del pandeo; de modo que el diseño de la placa de conexión es más dependiente de la fuerza de tensión del contraviento $A_g F_y F_R$. En contravientos robustos, la capacidad adicional a compresión del contraviento debe considerarse para determinar el diseño de la placa de conexión y prevenir su pandeo prematuro (Astaneh-Asl *et al.* 2006).

No se recomienda hacer una reducción en la longitud del pandeo cuando la conexión está embebida en el concreto cuando la longitud es menor a 45 cm, ya que se ha demostrado que no se desarrolla la suficiente longitud de empotramiento (Cochran y Honeck 2004).

Durante un sismo, el comportamiento de la conexión se complica por fuerzas generadas por deformaciones por distorsión. Cuando el marco se distorsiona horizontalmente debido a la carga lateral, la configuración varía a un paralelogramo que origina tensión en la placa que sufre pandeo por compresión debido a que el ángulo inicial ortogonal entre la viga y la columna se reduce. Este efecto no despreciable, no se considera en los códigos vigentes (Cochran y Honeck 2004).

Igualmente, se hace notar que marcos con contraviento concéntrico tipo chevrón y V invertida son modelados con vigas articuladas en Estados Unidos y Canadá, asegurando que los contravientos soportarán los efectos de la carga lateral con diafragmas rígidos. Esta premisa guía a vigas robustas asociadas a conexiones rígidas para soportar las condiciones propuestas, y requieren análisis más detallados que los presentados para marcos momento resistentes.

4.3 Disposiciones para el diseño sísmico

En este apartado se establecen el procedimiento de obtención de las cargas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que fija el apartado 9 de las NTCS-04.

4.3.1 Espectros de diseño

Para realizar los análisis sísmicos, se deberá considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s . Las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación 4.9, podrán ser reducidas por los factores de ductilidad Q' (ecuación 4.10) y de sobrerresistencia R de acuerdo con las siguientes secciones.

En las ecuaciones anteriores, a_0 , c , k , p , T_a y T_b toman las magnitudes y significado que estipula el Apéndice A de las Normas Técnicas (apartado A.3, NTCS-04).

$$\left. \begin{aligned} a &= a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ a &= \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ a &= \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T_b \leq T \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

$$\left. \begin{aligned} Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{si } T < T_a \\ Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T_b \leq T \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

4.3.1.1 Estimación del periodo fundamental

A fin de evaluar las ecuaciones anteriores, se propone estimar el periodo fundamental de la estructura de manera preliminar como $T = 0.08n$ conservadoramente, donde n es el número de niveles del edificio.

Esta referencia se obtuvo considerando los periodos fundamentales de los diseños de los edificios de 4, 8, 12 y 16 niveles discutidos en el capítulo 1, que satisfacen enteramente los requisitos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Asimismo, se tomaron en cuenta los resultados de diseño de dos edificios regulares de 12 y 15 pisos estructurados con marcos momento – resistentes de acero con contraventeo concéntrico que se estudiaron, analizaron y diseñaron en Tapia (2005).

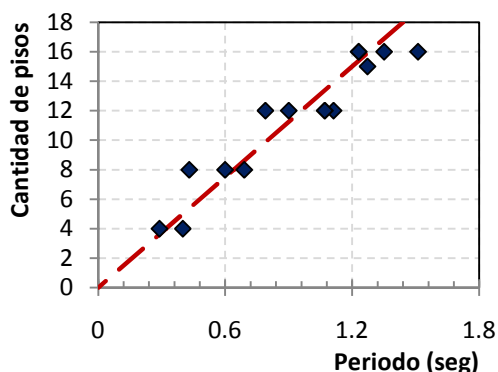


Figura 4.4. Evaluación de la propuesta para estimar el periodo fundamental

La propuesta lineal para la determinación preliminar del periodo fundamental de la estructura es adecuada para estructuras de pocos niveles (figura 4.4) y tiende a ser conservadora en edificios de mayor altura. Sin embargo, se considera que la propuesta es adecuada considerando el limitado universo de modelos, configuraciones y alturas de edificios considerados.

4.3.2 Factores de modificación de la carga sísmica

4.3.2.1 Factor de reducción por ductilidad

Los marcos dúctiles con contraventeo concéntrico tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas donde sean necesarias y mantener su resistencia en dichas articulaciones, disipando energía mediante la fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Para aplicar los factores de reducción por ductilidad será necesario que, además de que sus columnas, trabes, contravientos y conexiones satisfagan los requisitos del apartado anterior, cumplan los siguientes requisitos (Ap. 5.1, NTCS-04):

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos contraventeados en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar el sistema de contravientos, cuando menos el porcentaje de la fuerza sísmica actuante determinado mediante la ecuación 4.1.
- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes.

Asimismo, se deberán vigilar las especificaciones de las Normas Técnicas referentes a las Condiciones de regularidad (Ap. 6, NTCS-04) y los métodos de análisis estáticos y dinámicos (Ap. 8 y 9, NTCS-04).

En caso que se cumplan los requisitos anteriores, el factor de reducción por ductilidad se determina mediante las siguientes desigualdades (ecuación 4.11), donde H es la altura y B el ancho el ancho del edificio en la dirección global en la que se está realizando el análisis.

Se deberá tomar en cuenta en todos los casos que el efecto de la torsión pueda incrementarse cuando alguno de los elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso entre en el intervalo no lineal o falle (sección 8.5, NTCS-04). A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los dos elementos sismorresistentes que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces (siguiendo el planteamiento expuesto en el Apéndice A de este trabajo intitulado *Rigidez aproximada y balance final de cargas*).

$$\begin{array}{ll}
 \text{Si } H/B \leq 1.0 & Q = 3 \\
 \text{Si } 1.0 < H/B \leq 1.6 & Q = 3 - \frac{5}{3} \left(\frac{H}{B} - 1 \right) \\
 \text{Si } 1.0 < H/B & Q = 2
 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} \quad (4.11)$$

4.3.2.2 Factor de reducción por sobrerresistencia

El factor por sobrerresistencia se define mediante las siguientes desigualdades (ecuación 4.12), donde $R_0 = 4.5$ y $\alpha = 1$ para marcos de acero contraventeados, T_a es el periodo característico determinado en función del periodo dominante del terreno T_s , el primer periodo de la estructura T .

$$\begin{array}{ll}
 \text{Si } T \leq T_a & R = R_0 + \alpha \left(1 - \sqrt{\frac{T}{T_a}} \right) \\
 \text{Si } T > T_a & R = R_0
 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \end{array}} \right\} \quad (4.12)$$

4.3.3 Condiciones de regularidad

Todas las estructuras deberán atender los requisitos de la 6 de las NTCS-04 para la clasificación de la edificación en regular, irregular o fuertemente irregular atendiendo a las previsiones que éstas impliquen.

4.3.4 Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. El momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$\begin{array}{l}
 1.5e_s + 0.1b \\
 \text{ó } e_s - 0.1b
 \end{array} \quad (4.13)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera medida perpendicularmente a la acción sísmica. Es decir, esta revisión solicita que la excentricidad en uno de los ejes globales de la estructura se modifique, mientras permanece sin excentricidad. Al respecto, en Tapia y Tena (2003) se presenta una amplia discusión de los efectos de esta revisión.

Cuando la estructura satisface los requisitos asociado a un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$.

4.3.5 Revisión de desplazamientos laterales

Será necesario revisar que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes (apartado A4, NTCS-04).

4.3.5.1 Revisión por limitación de daños a elementos no estructurales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según el apartado 4.3.1 de este capítulo y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de las elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, en cuyo caso el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

4.3.5.2 Revisión para seguridad contra colapso

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones no excederán de 0.015 en marcos con contraventeo concéntrico (tabla A.1, NTCS-04).

4.4 Criterios de prediseño

Una vez que se han considerado los requisitos de irregularidad (apartado 6, NTCS-04), se determina la ubicación de la estructura para calcular la carga sísmica del prediseño $V_{k\ act}$ con el método estático de las Normas Técnicas (apartado 8, NTCS-04).

4.4.1 Sección transversal del sistema de contravientos

El cortante lateral resistente máximo que debe aportar el sistema de contravientos se define aplicando la ecuación 4.1 que determina la contribución mínima de las columnas de los marcos. La sección transversal del prediseño de los contravientos se determina considerando la capacidad resistente (ecuación 4.14), que considera la fluencia por tensión y el pandeo por compresión por cada par de contravientos m en configuración chevrón.

$$V_{k\ contr} = mF_R A_t F_y \cos\theta \left(1 + \frac{1}{(1+\lambda^{2n})^{1/n}} \right) \quad (4.14)$$

donde m es el número de pares de contravientos en la dirección estudiada en el entrepiso k , F_R el factor de resistencia igual a 0.90, A_t el área transversal del contraviento, F_y el esfuerzo de fluencia de los contravientos, θ el ángulo de inclinación de los contravientos, n un parámetro igual a 1.4 y λ un parámetro de esbeltez que se calcula como sigue:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (4.15)$$

En la expresión anterior, r es el radio de giro de la sección y k es el coeficiente de longitud efectiva. Así, igualando la capacidad resistente $V_{k\text{ contr}}$ al porcentaje del cortante actuante que debe ser resistido por el sistema de contravientos, es posible determinar el área necesaria de los contravientos.

4.4.2 Sección transversal de las trabes

4.4.3.1 Diseño por cargas gravitacionales

La sección transversal del prediseño en las trabes se determina por flexión para resistir los efectos de cargas gravitacionales (carga viva y carga muerta), más una carga vertical aplicada por los contravientos, considerando una fuerza mínima igual a $P_y + 0.3R_c$, a partir de la sección transversal propuesta en los contravientos en el apartado 4.3.1 de este capítulo.

4.4.3 Sección transversal de las columnas

La sección transversal del prediseño se rige por las columnas adyacentes a las crujías contraventeadas y debe cumplir las siguientes dos condiciones:

- Diseño por flexión asociado al cortante lateral resistente.
- Diseño por carga axial con la ecuación 4.4.

4.4.2.1 Sección transversal por las solicitaciones por flexión

La mínima contribución al cortante lateral resistente de las columnas determinada con la ecuación 4.1, se iguala al momento plástico resistente $M_R = F_y Z F_y$, de manera que el módulo de sección plástico necesario se determina como sigue:

$$Z = \frac{V_{R\text{ Col}} h_k}{m F_y F_R} \quad (4.16)$$

donde m es la cantidad de columnas del entrepiso k , h la altura del entrepiso, F_y el esfuerzo de fluencia del acero de las columnas y F_R el factor de resistencia igual a 0.90.

4.4.2.2 Sección transversal por las solicitaciones por carga axial

La carga axial actuante P_k en la columna adyacente en una crujía contraventeada en el entrepiso k se determina con la ecuación 4.2, donde las cargas de plastificación de los contravientos por fluencia en tensión y pandeo por compresión se determinan con la sección transversal determinada en el apartado anterior. La carga gravitacional debe incluir el peso de los elementos estructurales.

La carga axial resistente R_{col} por inestabilidad por flexión se determina con la siguiente ecuación, de donde se despejará el área transversal necesaria.

$$R_{col} = \frac{F_R A_t F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} \quad (4.17)$$

4.4.4 Balance de resistencias en el nodo

En marcos de concreto reforzado con mecanismos columna fuerte – viga débil (-contraviento más débil), es necesario comprobar que el momento plástico de la viga es menor al momento plástico que resiste la columna para establecer condiciones de ductilidad local y global. Los reglamentos norteamericanos solicitan que el momento plástico resistente de la columna M_{pc} sea hasta $\alpha = 1.5$ veces el momento plástico de la trabe M_{pv} . El límite inferior de α se establece en el reglamento europeo con una magnitud de $\alpha = 1.3$ (EC8-05, Ap. 4.4.2.3.4). Sin embargo, como se discutió anteriormente, estudios recientes han demostrado que esta magnitud podría derivar en importantes sobrerresistencias en estos sistemas estructurales, que recomiendan $\alpha = 1.2$.

Por esta razón, con base en las consideraciones anteriores, los marcos de acero diseñados deben satisfacer que la suma de los módulos de sección plástico en la dirección del momento flexionante crítico de las trabes que convergen a la conexión cumpla con la siguiente desigualdad:

$$\alpha \sum M_{pc} = \alpha (\sum Z_c F_{yc}) \geq \sum M_{pv} = \sum Z_v F_{yv} \quad (4.18)$$

donde Z_v es el módulo de sección plástico de la viga, Z_c es el módulo de sección plástico de la columna, F_{yv} es el esfuerzo de fluencia de las vigas, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia de las columnas y α un parámetro que debe ser cuando menos 1.20.

4.5 Modelo de 10 niveles

Se diseñó un modelo de diez niveles con la misma configuración regular que se estudió en capítulos anteriores (figura 4.5) conformado por 36 columnas en cada entrepiso de sección cajón con acero A-572 Gr.50, con trabes de acero A-36 y seis pares de contravientos en cada dirección global con configuración chevrón. Para mayor referencia de las dimensiones y estructuración acuda a la figura 1.4 en el capítulo 1 este de proyecto, o bien en Tapia y Tena (2008a).

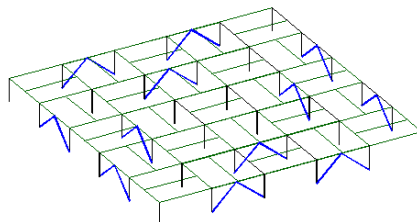


Figura 4.5. Isométrico del primer nivel del modelo propuesto

En la siguiente tabla se estipulan las combinaciones de carga consideradas en los análisis conforme a la sección 9 de las NTCS-04, mientras que la magnitud de las cargas se determinó conforme a lo que se explica en los siguientes apartados.

Tabla 4.1 Combinaciones de carga consideradas en los análisis

Comb.	Carga muerta	Carga viva máxima	Carga viva accidental	Sismo en X	Sismo en Y
1	1.40	1.40	0.00	0.00	0.00
2	1.10	0.00	1.10	1.10	0.33
3	1.10	0.00	1.10	1.10	-0.33
4	1.10	0.00	1.10	-1.10	0.33
5	1.10	0.00	1.10	-1.10	-0.33
6	1.10	0.00	1.10	0.33	1.10
7	1.10	0.00	1.10	-0.33	1.10
8	1.10	0.00	1.10	0.33	-1.10
9	1.10	0.00	1.10	-0.33	-1.10

4.5.1. Determinación de la carga muerta

En la tabla 4.2 se enuncia la determinación de la carga muerta del entrepiso tipo, mientras que en la tabla 4.3 se presenta lo correspondiente para el nivel de azotea. Las cargas de los elementos estructurales son consideradas internamente en el programa de análisis seleccionado a partir del área transversal modelada y el peso volumétrico del acero estructural.

Tabla 4.2 Cargas muertas en entrepiso tipo

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	15
Concreto en Losa-acero	180
Muros divisorios de tablaroca	30
Cancelería	15
Loseta	45
Instalaciones y plafón	40
Mortero en losa para dar nivel	25
Carga adicional por Reglamento	40
<i>Suma de carga muerta en entrepiso</i>	390

Tabla 4.3 Carga muerta en la azotea

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	15
Concreto en Losa-acero	180
Cancelería	15
Instalaciones y plafond	40
Entortado	40
Impermeabilizantes	15
Carga adicional por Reglamento	20
<i>Suma de carga muerta en azotea</i>	325

4.5.2. Determinación de la carga viva

En lo referente a la carga viva, se aceptaron los valores considerados para edificios de oficinas en las Normas Técnicas (NTCCr-04), los que se presentan en la tabla 4.4, donde W es la carga viva media, W_a es la carga viva instantánea y W_m es la carga viva máxima, usadas para el cálculo de asentamientos, diseño sísmico y diseño por fuerzas gravitacionales, respectivamente.

Tabla 4.4. Carga viva considerada en los modelos

Tipo de nivel	Carga (kg/m ²)		
	W	W_a	W_m
Entrepiso	100	180	250
Azotea (con pendiente menor al 5%)	15	70	100

4.5.3. Análisis sísmico

En lo referente a la ubicación de la edificación, en un inicio se intentó diseñar la estructura con en un sitio con un periodo del suelo igual a $T_s = 2.0$ seg., pero al ser una estructura rígida ($T = 0.08n$) no es fácilmente excitada por los acelerogramas disponibles para la sub zona sísmica que se asocia a estos periodos dominantes del terreno.

Por esta razón, la estructura se supuso ubicada en la zona *IIIa* de la subzonificación de las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (apartado 3, NTCS-04), asociada a un periodo fundamental del suelo $T_s = 1.05$ seg. Entonces, siguiendo lo establecido en el Apéndice A de las NTCS-04, los periodos característicos resultaron $T_a = 0.558$ seg y $T_b = 1.35$ seg; un coeficiente sísmico $c = 0.786$; un coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.1825$ y un cociente $k = 0.95$.

4.5.3.1. Factores de reducción (ductilidad y sobrerresistencia)

Debido a que la relación de esbeltez del modelo es $H/B = 1.0$, el factor por ductilidad resultó ser igual a $Q = 3.0$ (ecuación 4.11), mientras que el factor por sobrerresistencia es igual a $R = 4.5$, (ecuación 4.12), considerando que el periodo de la estructura aproximado es $T = 0.08n = 0.80$ seg.

A partir de la información anterior, es posible demostrar que el factor de comportamiento sísmico reducido es igual a $Q' = 3.052$, con base al intervalo $T_a = 0.558$ seg $< T = 0.80$ seg $< T_b = 1.35$ seg de la ecuación 4.8.

4.5.3.2. Condiciones de regularidad

No fue necesario hacer alguna modificación por irregularidad de la estructura, debido a que el modelo satisface todos los requisitos de la sección 6.1 de las NTCS-04 para considerarse como regular, como se pormenorizan a continuación:

- 1) La planta del modelo es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales en las masas y marcos momento-resistentes.
- 2) La relación de su altura con la dimensión menor cumple que $H/B = 1.0 < 2.5$.
- 3) La relación de largo a ancho de la base cumple que $B/L = 1.0 < 2.5$.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes en ninguna de sus dos direcciones principales.
- 5) Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) Ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas que conforman el modelo están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones principales por trabes.
- 10) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excedió el diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso, debido a que todos los entrepisos y sistemas resistentes están simétricamente distribuidos.

4.5.3.3. Espectros de diseño

En la figura 4.6 se ilustra el espectro de diseño elástico obtenido con la metodología del Apéndice A de las NTC-04 y el espectro de diseño inelástico reducidos con los factores por sobrerresistencia y ductilidad determinados en apartados anteriores con la metodología propuesta en este trabajo.

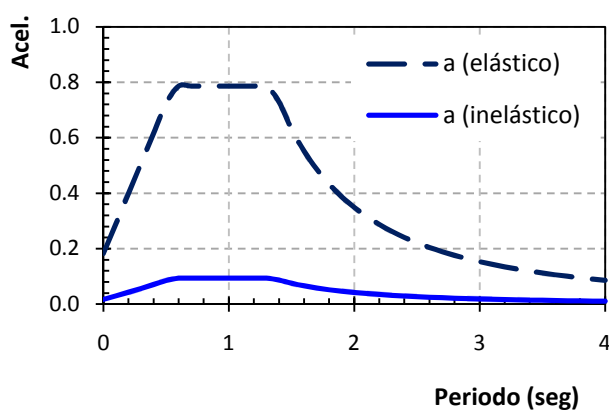


Figura 4.6. Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s = 1.05$ seg y $Q = 3.0$ según el Apéndice A

4.5.4 Prediseño de los elementos

El cortante lateral resistente mínimo que deben soportar las columnas asciende al 55.9% en relación a la aportación del sistema de contravientos conforme a la inecuación 4.1. El detalle de las aportaciones necesarias al cortante lateral de cada entrepiso, a partir de un análisis estático, se presentan en la tabla 4.5.

4.5.4.1. Prediseño del sistema de contravientos

Siguiendo el criterio de prediseño del apartado anterior, se determinó la sección transversal necesaria de cada entrepiso, que satisface el cortante lateral resistente necesario para aportar al menos la contribución solicitada (tabla 4.6). En ella, la longitud del contraviento es igual a 495 cm, con $m=6$ contravientos por cada dirección global y $\theta = 45^\circ$. En la determinación de la capacidad resistente a compresión se usó $n=1.4$ con un esfuerzo de fluencia $f_y = 2,530$ kg/cm².

Tabla 4.5. Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en *Ch10_56*

Nivel	Cortante estático (ton)	Cortante por columnas (55.9%) (ton)	Cortante por contravientos (44.1%) (ton)
10	284.00	158.74	125.26
9	368.84	206.17	162.67
8	327.86	183.26	144.60
7	286.88	160.35	126.52
6	245.89	137.44	108.45
5	204.91	114.54	90.37
4	163.93	91.63	72.30
3	122.95	68.72	54.22
2	81.96	45.81	36.15
1	40.98	22.91	18.07

En esta tabla, P_R y T_R son las cargas de plastificación por pandeo en compresión y fluencia por tensión; la *carga total* enuncia la magnitud del cortante lateral resistente aportado por las $m=12$ crujeas contraventeadas y *%Dif* el porcentaje de aportación de la sección propuesta en relación a la aportación necesaria para cumplir el cortante lateral mínimo propuesto en esta investigación.

Tabla 4.6. Prediseño de contravientos del modelo *Ch10_56*

Nivel	Sección propuesta		Tipo de sección	A_t (cm ²)	KL/r	λ	Compresión	Tensión	Carga total	
	d (cm)	t (cm)					P_R (kg)	T_R (kg)	$m(P_R+T_R)sen\theta$ (Ton)	% Dif
10	15	0.48	1 o 2	27.88	83.5	0.94	41,299	63,479	444.54	3.94
9	15	0.48	1 o 2	27.88	83.5	0.94	41,299	63,479	444.54	1.79
8	15	0.48	1 o 2	27.88	83.5	0.94	41,299	63,479	444.54	1.26
7	15	0.48	1 o 2	27.88	83.5	0.94	41,299	63,479	444.54	1.03
6	15	0.64	1 o 2	36.76	84.3	0.95	53,930	83,706	583.94	1.20
5	15	0.64	1 o 2	36.76	84.3	0.95	53,930	83,706	583.94	1.13
4	15	0.64	1 o 2	36.76	84.3	0.95	53,930	83,706	583.94	1.10
3	15	0.79	1 o 2	44.90	85.2	0.96	65,267	102,245	710.70	1.35
2	15	0.79	1 o 2	44.90	85.2	0.96	65,267	102,245	710.70	1.40
1	15	0.79	1 o 2	44.90	85.2	0.96	65,267	102,245	710.70	1.50

4.5.4.2. Prediseño de las columnas

El prediseño de las columnas considera acero A-50 con un esfuerzo de fluencia igual a $f_y=3,515$ kg/cm², con 36 columnas por entresijos de 3.50 m de altura. Debido a que la solicitación por carga axial es sensiblemente diferente entre las veinte columnas perimetrales y las dieciséis columnas internas se realizaron dos diseños variando el espesor de las placas, pero manteniendo los peraltes.

4.5.4.2.1. Columnas internas

4.5.4.2.1.1. Prediseño por flexión

A partir de la sección transversal propuesta se determinó su capacidad por flexión necesaria a partir del momento flexionante producido por el cortante actuante que satisface la inequación 4.1, conforme se explicó en los apartados anteriores (tabla 4.7).

4.5.4.2.1.2. Prediseño por carga axial

El prediseño de la columna interior se realizó considerando la columna adyacente a las crujeas contraventeadas más demandada. Así, en la tabla 4.8 se enuncia la determinación de la carga actuante para la aplicación del método descrito con anterioridad.

Tabla 4.7 Prediseño de las columnas internas por flexión

Nivel	d (cm)	t (cm)	Tipo de sección	Z (cm ³)	M_p (ton m)	ΣM_p (ton m)	$M_{nec}=V_R h$ (ton m)	$\Sigma M_p/M_{nec}$
10	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	500	3.4
9	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	1,099	1.5
8	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	1,567	1.1
7	40	1.58	1	3500.32	110.83	3,990	1,915	2.1
6	40	1.58	1	3500.32	110.83	3,990	2,157	1.8
5	40	1.58	1	3500.32	110.83	3,990	2,302	1.7
4	40	2.22	1	4758.47	150.66	5,424	2,360	2.3
3	40	2.22	1	4758.47	150.66	5,424	2,341	2.3
2	40	2.22	1	4758.47	150.66	5,424	2,251	2.4
1	40	2.22	1	4758.47	150.66	5,424	2,098	2.6

En la tabla anterior, $P_{R\ Contr}$ y $T_{R\ Contr}$ son las cargas de plastificación de los contravientos por pandeo en compresión o por fluencia en tensión; $\Sigma P_f f_i$ es la sumatoria de las cargas de plastificación de los contravientos sobre el entrepiso en consideración afectada por un factor de aportación y $\sin \theta$ $\Sigma P_f f_i$ es la proyección de dicha carga. Por otra parte, P_{grav} es la carga axial que soporta la columna asociado a la carga viva, carga muerta y pesos propios de los elementos estructurales propuestos y, por último, P_k es la carga axial total actuante. El factor de reducción de la carga axial f_i para la aplicación del método se obtuvo con la expresión 4.5 y se enuncia en la tabla 4.9.

En la tabla 4.10 se presenta la determinación de la carga axial resistente de la columna, a partir de la sección propuesta para compararla con la carga actuante. En la determinación de la resistencia a compresión se consideró $n= 1.4$ con $L= 350$ cm. Dado que la carga actuante es menor a la carga resistente en todos los casos, se acepta la sección propuesta.

4.5.4.2.2. Columnas externas (perimetrales)

Debido a que las columnas perimetrales tienen una carga axial menor, se propuso una reducción en su sección transversal disminuyendo el espesor de la placa, pero manteniendo el peralte como se enuncia en la tabla 4.11.

Tabla 4.8. Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	Cargas de fluencia de los contravientos		ΣP_{fi} (ton)	$\text{sen}\theta(\Sigma P_{fi})$ (ton)	P_{grav} (ton)	P_k (ton)
	$P_{R\text{ Contr}}$ (kg)	$T_{R\text{ Contr}}$ (kg)				
10	41,299	63,479	63.48	44.9	34.84	87.70
9	41,299	63,479	119.90	84.8	81.63	183.06
8	41,299	63,479	172.41	121.9	123.74	270.22
7	41,299	63,479	219.37	155.1	161.64	348.43
6	53,930	83,706	280.44	242.6	195.75	482.22
5	53,930	83,706	333.95	274.4	226.45	550.89
4	53,930	83,706	378.00	298.9	254.08	608.28
3	65,267	102,245	429.20	384.9	278.94	730.22
2	65,267	102,245	465.65	392.5	301.32	763.16
1	65,267	102,245	481.74	384.4	321.47	776.50

Tabla 4.9. Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i

S_n entrepiso donde se determina la carga axial	S_i entrepiso donde se está determinando el factor de reducción									
	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
10	0.00	0.11	0.22	0.33	0.44	0.56	0.67	0.78	0.89	1.00
9	0.12	0.24	0.37	0.49	0.60	0.72	0.84	0.94	1.00	
8	0.24	0.38	0.50	0.63	0.75	0.86	0.95	1.00		
7	0.37	0.50	0.64	0.76	0.87	0.96	1.00			
6	0.49	0.63	0.76	0.88	0.96	1.00				
5	0.60	0.75	0.87	0.96	1.00					
4	0.72	0.86	0.96	1.00						
3	0.84	0.95	1.00							
2	0.94	1.00								
1	1.00									

Tabla 4.10. Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	$A_{t\text{ Col}}$ cm ²	P_y Ton	I cm ⁴	r cm	KL/r	λ	P_{resist} Ton	$\Sigma P_{resist}/P_{total}$ % Err
10	100.76	354.48	26024	16.07	21.8	0.29	313.3	3.57
9	100.76	354.48	26024	16.07	21.8	0.29	313.3	1.71
8	100.76	354.48	26024	16.07	21.8	0.29	313.3	1.16
7	242.81	854.22	59837	15.70	22.3	0.29	753.9	2.16
6	242.81	854.22	59837	15.70	22.3	0.29	753.9	1.56
5	242.81	854.22	59837	15.70	22.3	0.29	753.9	1.37
4	335.49	1180.24	80084	15.45	22.7	0.30	1,040.6	1.71
3	335.49	1180.24	80084	15.45	22.7	0.30	1,040.6	1.42
2	335.49	1180.24	80084	15.45	22.7	0.30	1,040.6	1.36
1	335.49	1180.24	80084	15.45	22.7	0.30	1,040.6	1.34

4.5.4.3 Prediseño de trabes

4.5.4.3.1 Prediseño por cargas gravitacionales

Las trabes del modelo se diseñaron en un análisis adicional con el programa *SAP2000*, en el que los contravientos se sustituyeron por cargas que simulan la plastificación de los contravientos por tensión y la carga post-pandeo de los contravientos en compresión conforme se discute en el apartado 4.2.2. En la tabla 4.12 se presenta la carga adicional modelada en las trabes de las crujeas contraventeadas.

Tabla 4.11. Prediseño de las columnas perimetrales por flexión

Nivel	d cm	t cm	Sección	Z cm ³	M_p ton m	ΣM_π ton m	$M_{nec}=V_R h$ ton m	$\Sigma M_p/M_{nec}$ % Err
10	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	500	3.4
9	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	1,099	1.5
8	40	0.64	2	1487.37	47.09	1,695	1,567	1.1
7	40	1.11	1	2518.88	79.75	2,871	1,915	1.5
6	40	1.11	1	2518.88	79.75	2,871	2,157	1.3
5	40	1.11	1	2518.88	79.75	2,871	2,302	1.2
4	40	1.27	1	2858.55	90.51	3,258	2,360	1.4
3	40	1.27	1	2858.55	90.51	3,258	2,341	1.4
2	40	1.27	1	2858.55	90.51	3,258	2,251	1.4
1	40	1.27	1	2858.55	90.51	3,258	2,098	1.6

Debido a que el diseño de las trabes del modelo estudiado está regido por cargas gravitacionales, es dependiente únicamente de la magnitud de la carga y no así de la ubicación del elemento en la altura ni en planta, lo que concuerda con los resultados de otras investigaciones (Tapia y Tena 2007). Por esta razón, las solicitaciones sobre las trabes principales (que forman el marco) y las trabes secundarias es prácticamente la misma y son satisfechas con la misma sección transversal. Conforme al análisis, la sección transversal más solicitada que satisface las solicitaciones es IR 18"x96.7 kg/m (65 lb/pie), cuya alma y patines cumplen con ser sección compacta tipo 1.

Tabla 4.12 Determinación de la carga puntual sobre las trabes de las crujeas contraventeadas

Nivel	A_t cm ²	P_y kg	$0.3P_R$ kg	$(P_y+0.3P_R)\text{sen}\theta$ kg
10	27.88	63,479	12,390	8,761
9	27.88	63,479	12,390	8,761
8	27.88	63,479	12,390	8,761
7	27.88	63,479	12,390	8,761
6	36.76	83,706	16,179	11,440
5	36.76	83,706	16,179	11,440
4	36.76	83,706	16,179	11,440
3	44.90	102,245	19,580	13,845
2	44.90	102,245	19,580	13,845
1	44.90	102,245	19,580	13,845

4.5.4.3.2. Prediseño por balance de resistencias en el nodo

Asimismo, se determinó la suma de los momentos plásticos de las columnas (entrepiso superior y entrepiso inferior) y la suma de los momentos de las trabes que convergen a un nudo crítico, haciendo las consideraciones pertinentes a los nudos de los marcos perimetrales y los marcos internos como se ilustra en la tabla 4.13.

Las columnas extremas de la tabla sobre el parámetro α denotan la cantidad de veces que es superior la resistencia de las columnas de un nodo de marco perimetral y un nodo de marco interno en comparación a la resistencia de la trabe por lo que se satisface la inecuación referida.

Tabla 4.13. Comprobación de capacidades por flexión de trabes y columnas

Nivel	Módulo de sección plástico, Z (cm ³)			Suma de momentos plásticos (ton m)			Parámetro α (debe ser mayor a 1.2)	
				$\Sigma Z_c F_{yc}$	$\Sigma Z_c F_{yc}$	$Z_o F_{yv}$		
	Columna perimetral	Columna interna	Trabe	Columna perimetral	Columna interna	Trabe principal	Nodo perimetral	Nodo externo
10	1487.4	1487.4	1406.8	104.7	104.7	100.5	1.36	1.36
9	1487.4	1487.4	1559.8	104.7	104.7	111.4	1.23	1.23
8	1487.4	1487.4	1559.8	104.7	104.7	111.4	1.23	1.23
7	3500.3	2518.9	1559.8	246.3	177.2	111.4	2.60	1.87
6	3500.3	2518.9	1559.8	246.3	177.2	111.4	2.60	1.87
5	3500.3	2518.9	2016.0	246.3	177.2	122.4	2.01	1.45
4	4758.5	2858.5	2016.0	334.8	201.1	122.4	2.74	1.64
3	4758.5	2858.5	2016.0	334.8	201.1	122.4	2.74	1.64
2	4758.5	2858.5	2016.0	334.8	201.1	122.4	2.74	1.64
1	4758.5	2858.5	2016.0	334.8	201.1	122.4	2.74	1.64

4.5.5 Análisis modal espectral

Se realizó un análisis modal espectral en el programa *SAP2000*, considerando los espectros de diseño del Apéndice A de las NTCS-04 con las modificaciones propuestas en este estudio.

4.5.5.1. Relaciones de esfuerzos

La relación entre el máximo esfuerzo actuante y la resistencia de cada elemento se enuncia en la figura 4.7 en función del entrepiso donde se encuentra el elemento y el tipo de elemento. La estructura sigue la filosofía del mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

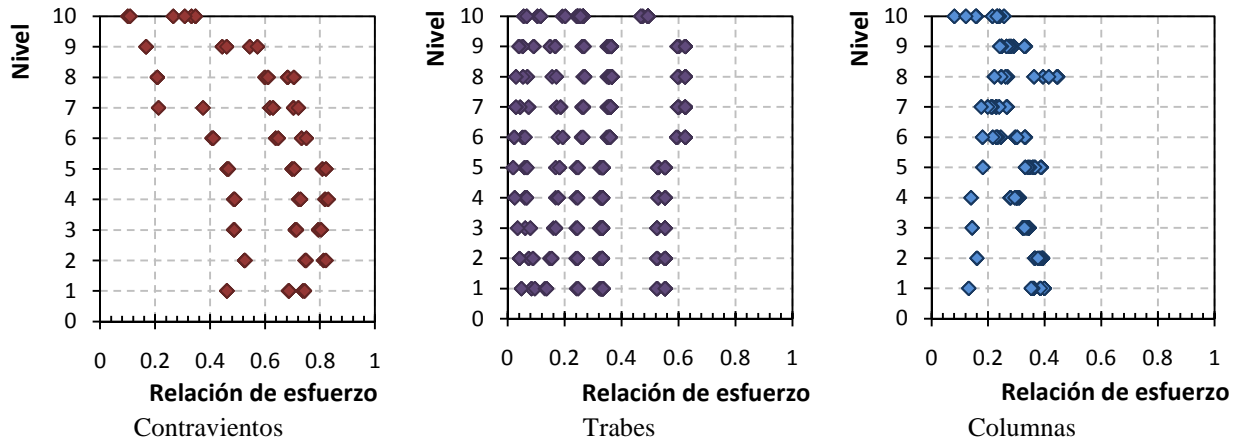


Figura 4.7. Relaciones de esfuerzos del modelo de 10 niveles

Los contravientos de las crujías internas rigen el diseño, por lo que se notan más cercanos a la unidad. Por su parte, las trabes mostraron una distribución constante en la altura porque, como se comentó anteriormente, su diseño queda regido por cargas gravitacionales. Las columnas que soportan una mayor sollicitación se presentan en los marcos internos en las crujías adyacentes a los contravientos, principalmente en los entrepisos 5 y 8 que están asociados al cambio de sección transversal.

4.5.5.2. Características dinámicas

En la tabla 4.14 se presentan los primeros periodos fundamentales, mientras que en la figura 4.8 se ha incluido la configuración de los primeros tres modos de la estructura.

Tabla 4.14. Periodos y aportaciones modales del modelo *Ch10_56*

Modo	Periodo	RX	RY	RZ
1	0.7211	0.00	93.23	0.00
2	0.7207	93.26	0.00	0.00
3	0.5898	0.00	0.00	74.10
4	0.2440	0.00	0.05	0.00
5	0.2439	0.05	0.00	0.00

El periodo fundamental de la estructura resultó ser igual a $T = 0.721$ seg (se había supuesto igual a $T_{estimado} = 0.80$ seg), de manera que no es necesario rediseñar la estructura, porque el factor de reducción por sobrerresistencia ($R = 4.5$) y el factor de reducción por comportamiento sísmico reducido ($Q' = 3.052$) no sufren modificación conforme a las ecuaciones 4.11 y 4.12.

4.5.5.3. Estados límite de deformación

En la tabla 4.15 se presentan las distorsiones inelásticas obtenidas de los análisis realizados en la dirección global X y la dirección global Y. Ambas direcciones tienen un comportamiento muy similar, debido a las condiciones de regularidad impuestas para este estudio.

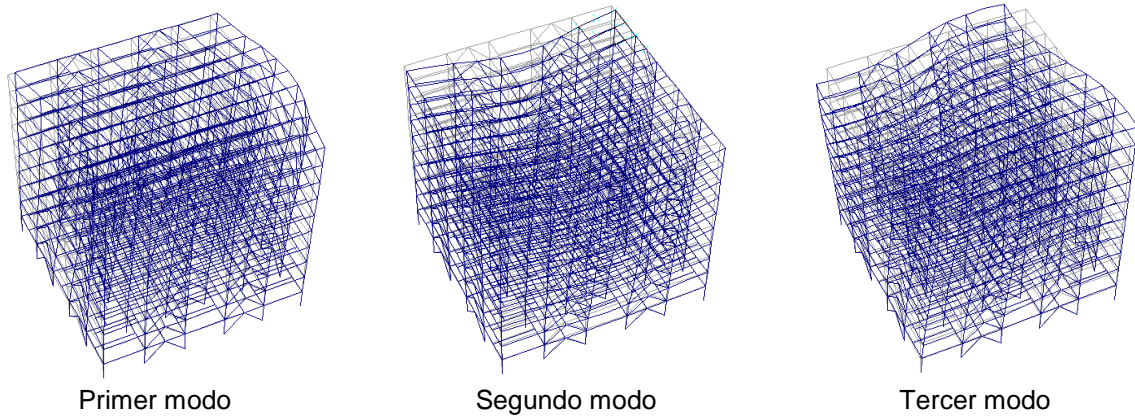


Figura 4.8. Configuración de los primeros tres modos del modelo de 10 niveles

Tabla 4.15. Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis

Nivel	Distorsión en X	Distorsión en Y
N10	0.000632	0.000632
N09	0.000858	0.000858
N08	0.001059	0.001056
N07	0.001108	0.001108
N06	0.001114	0.001114
N05	0.001141	0.001138
N04	0.001111	0.001111
N03	0.000989	0.000986
N02	0.000885	0.000885
N01	0.000610	0.000610

4.5.5.3.1 Estado límite de daños a elementos no estructurales

Para satisfacer este requisito, es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural realizado multiplicadas por el factor $Q'R/7= 1.962$ sean menores que $\delta_{perm}= 0.004$, porque se supuso que los elementos no estructurales están separados de la estructura principal.

El comportamiento de la distorsión con la altura se expone en la figura 4.9 en ambas direcciones, donde se comprueba que se satisface esta revisión. Además, la figura incluye con una línea punteada el límite permisible considerado.

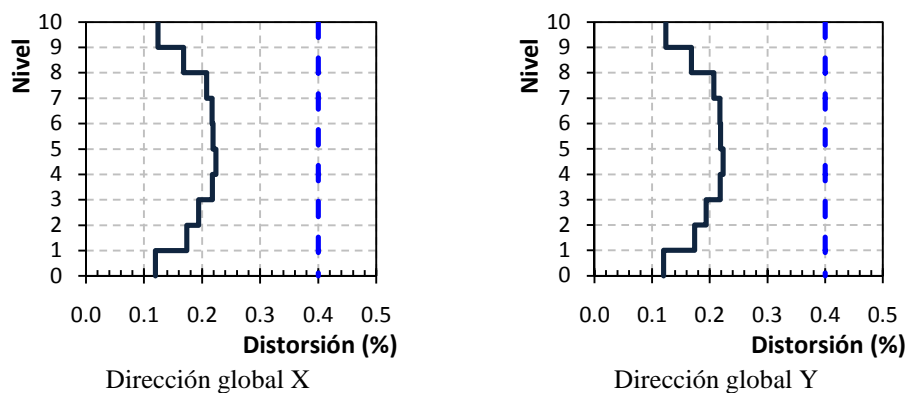


Figura 4.9. Revisión de distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales

4.5.5.3.2 Estado límite para seguridad contra colapso

Para satisfacer este requisito, es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural multiplicadas por el factor $QR=13.5$ sean menores que $\delta_{perm}=0.015$ por tratarse de marcos de acero con contravientos concéntricos (Tabla A.1, NTCS-04).

El comportamiento de la distorsión en la altura se expone en la figura 4.10 en ambas direcciones, donde se comprueba que se satisface esta revisión. La figura incluye con una línea punteada el límite permisible considerado ($\delta_{perm}=0.015$).

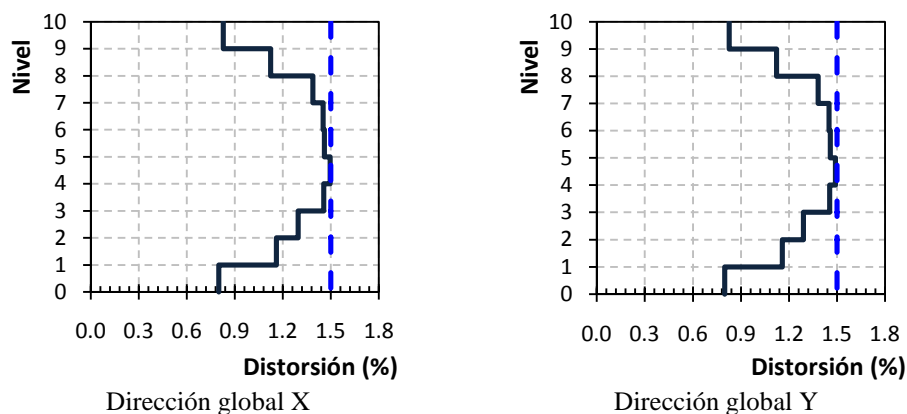


Figura 4.10. Revisión de distorsiones para seguridad contra colapso

4.5.6. Balance entre rigidez lateral y resistencia

En la figura 4.12 se muestra el comportamiento de la rigidez lateral y el cortante lateral resistente de los entrepisos, a partir de las secciones propuestas. La resistencia se determinó a partir del programa de análisis empleado, mientras que la rigidez se determinó considerando la aportación a la rigidez de las columnas y las trabes del sistema del marco y la contribución del sistema de contravientos como se explica en el Apéndice A intitulado *Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados*.

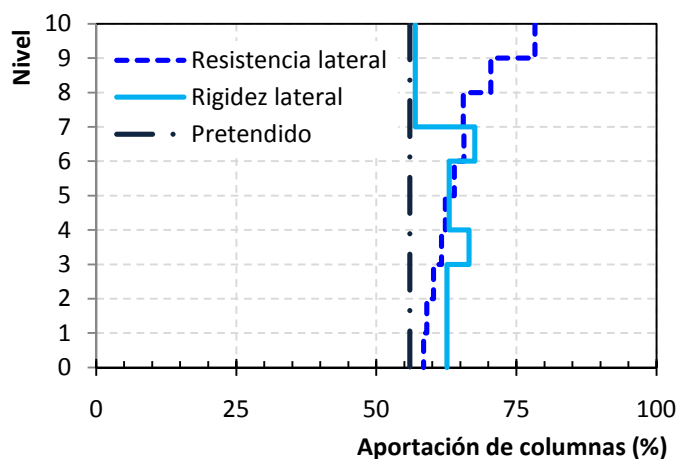


Figura 4.11. Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo *Ch10_56*

4.5.7. Secciones finales

En la tabla 4.16, se enuncian las secciones propuestas. Las columnas se diseñaron de sección cajón para no tener una dirección más débil y se optimizaron cambiando el espesor de la placa (conservando su peralte) en 20 columnas de los marcos de la periferia de la estructura y 16 columnas de los marcos interiores. Los contravientos se modelaron igualmente de sección cajón, mientras que las trabes son de sección IR.

Tabla 4.16 Secciones transversales del modelo *Ch10p56*

Nivel	Columnas		Trabes	Contravientos
	Perimetrales	Internas		
10	OC 40x0.64 cm	OC 40x0.64 cm	W 18x82.0 kg/m	OC 15x0.64 cm
9	OC 40x0.64 cm	OC 40x0.64 cm	W 18x89.1 kg/m	OC 15x0.64 cm
8	OC 40x0.64 cm	OC 40x0.64 cm	W 18x89.1 kg/m	OC 15x0.64 cm
7	OC 40x1.11 cm	OC 40x1.58 cm	W 18x89.1 kg/m	OC 15x0.64 cm
6	OC 40x1.11 cm	OC 40x1.58 cm	W 18x89.1 kg/m	OC 15x0.79 cm
5	OC 40x1.11 cm	OC 40x1.58 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 15x0.79 cm
4	OC 40x1.27 cm	OC 40x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 15x0.79 cm
3	OC 40x1.27 cm	OC 40x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 15x0.95 cm
2	OC 40x1.27 cm	OC 40x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 15x0.95 cm
1	OC 40x1.27 cm	OC 40x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 15x0.95 cm

4.6 Modelo de 14 niveles

Además, se realizó un análisis de un modelo de catorce niveles con la configuración comentada en la figura 4.1. En el análisis del modelo se consideraron las nueve combinaciones enunciadas anteriormente, conforme a la sección 9 de las NTCS-04.

4.6.1. Determinación de la carga muerta

La determinación de la magnitud por carga muerta en entrepiso (390 kg/m^2) y carga muerta en la azotea (325 kg/m^2) del modelo de 10 niveles se validó para el diseño de este modelo. El peso de los elementos estructurales está considerado en el programa de análisis, a partir del área transversal modelada y el peso volumétrico del acero estructural.

4.6.2. Determinación de la carga viva

Las cargas vivas se determinaron considerando la magnitud estipulada para edificios de oficinas en las Normas Técnicas (NTCCr-04), mismas que fueron enunciadas en apartados anteriores para el caso del modelo de 10 niveles.

4.6.3. Análisis sísmico

La estructura se supuso ubicada en la zona *IIIa* de la subzonificación de las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (Ap. 3, NTCS-04), asociada a un periodo fundamental del suelo $T_s = 1.05$ seg. Siguiendo lo establecido en el Apéndice A de las NTCS-04, los periodos característicos resultaron $T_a = 0.558$ seg y $T_b = 1.35$ seg; un coeficiente sísmico $c = 0.786$; un coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.1825$ y un cociente $k = 0.95$.

4.6.3.1. Factores de reducción (ductilidad y sobrerresistencia)

Considerando la relación de esbeltez del modelo es igual a $H/B = 1.40$, el factor por ductilidad resultó ser igual a $Q = 2.33$ (ecuación 4.11). Mientras que el factor por sobrerresistencia es igual a $R = 4.5$, (ecuación 4.10) considerando que el periodo de la estructura aproximado es $T = 0.08n = 1.12$ seg. Así, siguiendo el criterio del Apéndice A, el factor de comportamiento sísmico reducido con fines de diseño es igual a $Q' = 2.368$ (ecuación 4.10).

4.6.3.2. Condiciones de regularidad

Al igual que en el modelo anterior, no fue necesario hacer alguna modificación por irregularidad de la estructura, debido a que el modelo satisface todos los requisitos de la sección 6.1 de las NTCS-04 para considerarse como regular, como se pormenorizan a continuación:

- 1) La planta del modelo es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales en las masas y marcos momento-resistentes.
- 2) La relación de su altura con la dimensión menor cumple que $H/B = 1.4 < 2.5$.
- 3) La relación de largo a ancho de la base cumple que $B/L = 1.0 < 2.5$.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes en ninguna de sus dos direcciones principales.
- 5) Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) Ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas que conforman el modelo están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones principales por trabes.

- 10) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excedió el diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso, debido a que todos los entrepisos y sistemas resistentes están simétricamente distribuidos.

4.6.3.3. Espectros de diseño

En la figura 4.12 se ilustra el espectro de diseño elástico obtenido con la metodología del Apéndice A y el espectro de diseño inelástico reducidos con los factores de reducción por comportamiento no lineal y por sobrerresistencia determinados en apartados anteriores, empleando la metodología propuesta en esta investigación.

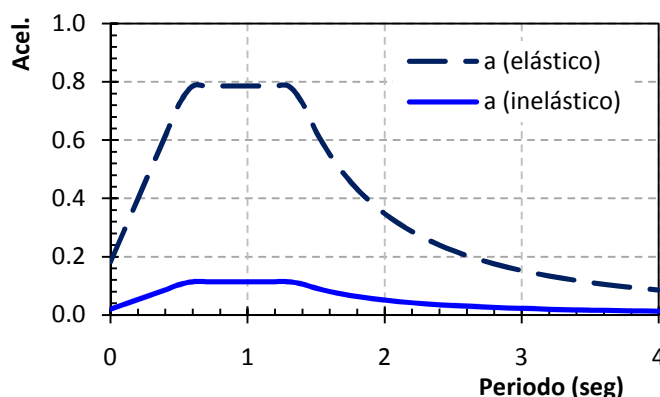


Figura 4.12. Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s = 1.05$ seg y $Q = 2.33$ según el Apéndice A

Tabla 4.17 Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en *Ch14_61*

Nivel	Cortante estático (ton)	Cortante por columnas (61.6%) (ton)	Cortante por contravientos (38.4%) (ton)
14	173.3	106.7	66.5
13	405.5	249.8	155.7
12	619.8	381.8	238.0
11	816.3	502.8	313.5
10	994.9	612.9	382.0
9	1,155.7	711.9	443.8
8	1,298.5	799.9	498.6
7	1,423.6	876.9	546.7
6	1,530.7	942.9	587.8
5	1,620.0	997.9	622.1
4	1,691.5	1,042.0	649.5
3	1,745.1	1,075.0	670.1
2	1,780.8	1,097.0	683.8
1	1,798.7	1,108.0	690.7

4.6.4 Prediseño de los elementos

El cortante lateral resistente mínimo que deben soportar las columnas asciende al 61% en relación a la aportación del sistema de contravientos conforme a la inecuación 4.1. El detalle de las aportaciones necesarias al cortante lateral de cada entrepiso, a partir de un análisis estático, se presentan en la tabla 4.17.

4.6.4.1 Prediseño del sistema de contravientos

Así, siguiendo el criterio de prediseño enunciado, se determinó la sección transversal necesaria de cada entrepiso para satisfacer el cortante lateral resistente necesario para satisfacer las magnitudes de la tabla 4.17. Los resultados se enuncian en la tabla 4.18, donde la longitud del contraviento sigue siendo 495 cm, con $m=6$ contravientos por cada dirección global y $\theta=45^\circ$. En la determinación de la capacidad resistente a compresión se usó $n=1.4$ con un esfuerzo de fluencia $f_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$.

4.6.4.2 Prediseño de las columnas

Por otra parte, el prediseño de las 36 columnas por entrepiso se realizó con acero A572 Gr. 50 con un esfuerzo de fluencia igual a $f_y=3,518 \text{ kg/cm}^2$, distinguiendo el diseño de la sección transversal de las 20 columnas perimetrales y las 16 columnas internas asociadas a mayor carga axial.

4.6.4.2.1 Columnas internas

4.6.4.2.1.1 Prediseño por flexión

En la tabla 4.19, se presenta la sección transversal en el diseño de las columnas internas, a partir del momento flexionante derivado del cortante resistente mínimo que satisface la inecuación 4.1, conforme al procedimiento que se enunció anteriormente.

Tabla 4.18 Prediseño de contravientos del modelo Ch14_61

Nivel	Sección propuesta		Tipo de sección	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	KL/r	λ	Compresión	Tensión	Carga total	
	d (cm)	T (cm)					P_R (kg)	T_R (kg)	$m(P_R+T_R)\text{sen}\theta$ (Ton)	% Dif
14	18	0.48	1 o 2	33.64	69.2	0.78	57,718	76,595	569.84	8.55
13	18	0.48	1 o 2	33.64	69.2	0.78	57,718	76,595	569.84	3.66
12	18	0.64	1 o 2	44.44	69.8	0.78	75,805	101,194	750.94	3.15
11	18	0.64	1 o 2	44.44	69.8	0.78	75,805	101,194	750.94	2.39
10	18	0.64	1 o 2	44.44	69.8	0.78	75,805	101,194	750.94	1.96
9	18	0.64	1 o 2	44.44	69.8	0.78	75,805	101,194	750.94	1.69
8	18	0.79	1 o 2	54.38	70.4	0.79	92,244	123,831	916.73	1.84
7	18	0.79	1 o 2	54.38	70.4	0.79	92,244	123,831	916.73	1.68
6	18	0.79	1 o 2	54.38	70.4	0.79	92,244	123,831	916.73	1.56
5	18	0.79	1 o 2	54.38	70.4	0.79	92,244	123,831	916.73	1.47
4	18	0.95	1 o 2	64.79	71.0	0.80	109,228	147,527	1,089.32	1.68
3	18	0.95	1 o 2	64.79	71.0	0.80	109,228	147,527	1,089.32	1.62
2	18	0.95	1 o 2	64.79	71.0	0.80	109,228	147,527	1,089.32	1.59
1	18	0.95	1 o 2	64.79	71.0	0.80	109,228	147,527	1,089.32	1.58

Tabla 4.19 Prediseño de las columnas internas por flexión

Nivel	d (cm)	t (cm)	Tipo de sección	Z (cm ³)	M_p (ton m)	ΣM_p (ton m)	$M_{nec}=V_R h$ (ton m)	$\Sigma M_p/M_{nec}$
14	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	373	12.7
13	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	874	5.4
12	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	1,335	3.6
11	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	1,759	2.7
10	55	1.91	1	8078.62	255.79	9,208	2,143	4.3
9	55	1.91	1	8078.62	255.79	9,208	2,490	3.7
8	55	1.91	1	8078.62	255.79	9,208	2,798	3.3
7	55	1.91	1	8078.62	255.79	9,208	3,067	3.0
6	55	1.91	1	8078.62	255.79	9,208	3,298	2.8
5	55	2.54	1	10493.51	332.25	11,961	3,490	3.4
4	55	2.54	1	10493.51	332.25	11,961	3,644	3.3
3	55	2.54	1	10493.51	332.25	11,961	3,760	3.2
2	55	2.54	1	10493.51	332.25	11,961	3,837	3.1
1	55	2.54	1	10493.51	332.25	11,961	3,875	3.1

4.6.4.2.1.2 Prediseño por carga axial

El prediseño de la columna se realizó a partir de las solicitaciones impuestas en una de las columnas internas adyacente a una de las crujías contraventeadas. En la tabla 4.20 se enuncia la determinación de la carga actuante para la aplicación de la metodología expuesta. Las variables tienen el mismo significado que se comentó anteriormente. El factor de reducción de la carga axial f_i para la aplicación del método se obtuvo con la expresión 4.5 y se enuncia en la tabla 4.21.

Tabla 4.20 Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	Cargas de fluencia de los contravientos		ΣP_{fi} (ton)	$\text{sen} \theta(\Sigma P_{fi})$ (ton)	P_{grav} (ton)	P_k (ton)
	$P_{R \text{ Contr}}$ (kg)	$T_{R \text{ Contr}}$ (kg)				
14	57,718	76,595	76.59	54.2	38.71	102.16
13	57,718	76,595	147.11	104.0	55.86	175.87
12	75,805	101,194	238.95	200.2	55.86	281.72
11	75,805	101,194	325.49	258.8	55.86	346.15
10	75,805	101,194	405.80	312.9	55.86	405.60
9	75,805	101,194	479.33	362.1	111.72	521.16
8	92,244	123,831	568.15	496.9	167.58	730.91
7	92,244	123,831	648.53	543.8	223.44	843.93
6	92,244	123,831	719.02	583.1	279.30	948.60
5	92,244	123,831	778.20	614.0	335.16	1044.02
4	109,228	147,527	848.10	757.0	391.02	1262.80
3	109,228	147,527	902.35	769.6	446.88	1338.11
2	109,228	147,527	936.88	766.9	502.74	1396.56
1	109,228	147,527	948.17	748.2	558.60	1437.51

En la tabla 4.22 se presenta la revisión de la sección propuesta considerando la carga axial actuante en las columnas internas. En la determinación de la resistencia a compresión se consideró $n=1.4$ siguiendo el planteamiento de las NTCM-04 con una longitud igual a $L=350$ cm.

Tabla 4.21 Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i

S_n entrepiso donde se determina la carga axial	S_i entrepiso donde se está determinando el factor de reducción													
	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
14	0.00	0.05	0.13	0.21	0.29	0.37	0.44	0.52	0.60	0.68	0.76	0.84	0.92	1.00
13	0.05	0.14	0.22	0.31	0.39	0.48	0.56	0.64	0.73	0.81	0.89	0.96	1.00	
12	0.14	0.23	0.32	0.41	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.91	0.97	1.00		
11	0.22	0.32	0.41	0.51	0.60	0.68	0.77	0.85	0.92	0.97	1.00			
10	0.31	0.41	0.51	0.60	0.69	0.78	0.86	0.93	0.98	1.00				
9	0.39	0.50	0.60	0.69	0.78	0.86	0.93	0.98	1.00					
8	0.48	0.58	0.68	0.78	0.86	0.93	0.98	1.00						
7	0.56	0.67	0.77	0.86	0.93	0.98	1.00							
6	0.64	0.75	0.85	0.93	0.98	1.00								
5	0.73	0.83	0.92	0.98	1.00									
4	0.81	0.91	0.97	1.00										
3	0.89	0.97	1.00											
2	0.96	1.00												
1	1.00													

Tabla 4.22 Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	$A_t Col$ cm ²	P_y Ton	I cm ⁴	r cm	KL/r	λ	P_{resist} Ton	$\Sigma P_{resist}/P_{total}$ % Err
14	205.39	722.56	100035	22.07	15.9	0.21	646.8	6.33
13	205.39	722.56	100035	22.07	15.9	0.21	646.8	3.68
12	205.39	722.56	100035	22.07	15.9	0.21	646.8	2.30
11	205.39	722.56	100035	22.07	15.9	0.21	646.8	1.87
10	405.61	1426.93	190784	21.69	16.1	0.21	1,276.7	3.15
9	405.61	1426.93	190784	21.69	16.1	0.21	1,276.7	2.45
8	405.61	1426.93	190784	21.69	16.1	0.21	1,276.7	1.75
7	405.61	1426.93	190784	21.69	16.1	0.21	1,276.7	1.51
6	405.61	1426.93	190784	21.69	16.1	0.21	1,276.7	1.35
5	532.99	1875.07	245044	21.44	16.3	0.22	1,677.1	1.61
4	532.99	1875.07	245044	21.44	16.3	0.22	1,677.1	1.33
3	532.99	1875.07	245044	21.44	16.3	0.22	1,677.1	1.25
2	532.99	1875.07	245044	21.44	16.3	0.22	1,677.1	1.20
1	532.99	1875.07	245044	21.44	16.3	0.22	1,677.1	1.17

4.5.4.2.2 Columnas externas (perimetrales)

Siguiendo las tendencias de diseño de la práctica, dado que las columnas perimetrales tienen una carga axial menor, se propuso una reducción en el espesor de las placas manteniendo el peralte de la sección como se ilustra en la tabla 4.23.

Tabla 4.23 Prediseño de las columnas perimetrales por flexión

<i>Nivel</i>	<i>d</i> cm	<i>t</i> cm	<i>Sección</i>	<i>Z</i> cm ³	<i>M_p</i> ton m	ΣM_{π} ton m	<i>M_{nec}</i> = <i>V_Rh</i> ton m	$\Sigma M_p/M_{nec}$ % Err
14	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	373	12.71
13	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	874	5.43
12	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	1,335	3.55
11	55	0.95	2	4163.43	131.82	4,746	1,759	2.70
10	55	1.27	1	5500.59	174.16	6,270	2,143	2.93
9	55	1.27	1	5500.59	174.16	6,270	2,490	2.52
8	55	1.27	1	5500.59	174.16	6,270	2,798	2.24
7	55	1.27	1	5500.59	174.16	6,270	3,067	2.04
6	55	1.27	2	5500.59	174.16	6,270	3,298	1.90
5	55	2.22	1	9281.95	293.88	10,580	3,490	3.03
4	55	2.22	1	9281.95	293.88	10,580	3,644	2.90
3	55	2.22	1	9281.95	293.88	10,580	3,760	2.81
2	55	2.22	1	9281.95	293.88	10,580	3,837	2.76
1	55	2.22	1	9281.95	293.88	10,580	3,875	2.73

4.5.4.3 Prediseño de trabes

4.5.4.3.1 Prediseño por cargas gravitacionales

Las trabes del modelo se diseñaron en un análisis adicional con el programa SAP2000 con cargas puntuales que simulan la plastificación de los contravientos por tensión y la carga post-pandeo de los contravientos en compresión conforme se discute en el apartado 4.3.2. En la tabla 4.24 se enuncia la magnitud de la carga adicional modelada en las trabes de las crujeas contraventeadas.

Conforme al análisis, la sección transversal queda regida por cargas gravitacionales y queda satisfecha la solicitud máxima por una viga IR 18"x96.7 kg/m (65 Lb/pie), cuya alma y patines satisfacen los requisitos de la sección compacta.

4.5.4.3.2. Prediseño por balance de resistencias en el nodo

En la tabla 4.25 se presentan las capacidades por flexión de las trabes y columnas considerando la suma de los momentos plásticos de las columnas (entrepiso superior y entrepiso inferior) y la suma de los momentos de las trabes que convergen a un mismo nudo crítico. La tabla distingue las capacidades de los marcos perimetrales y los marcos internos con diferente sección transversal de columnas.

Al igual que como se mencionó anteriormente, el parámetro α denotan la cantidad de veces que es superior la resistencia de las columnas de un nodo de marco perimetral y un nodo de marco interno en comparación con los momentos plásticos obtenidos, a partir de la sección propuesta, que como se observa, es en todos los casos mayor a 1.2.

Tabla 4.24 Determinación de carga puntual sobre las trabes de las crujías contraventeadas

Nivel	A_t (cm ²)	P_y (kg)	$0.3P_R$ (kg)	$(P_y+0.3P_R)\text{sen}\theta$ (kg)
14	33.64	76,595	17,315	12,244
13	33.64	76,595	17,315	12,244
12	44.44	101,194	22,742	16,081
11	44.44	101,194	22,742	16,081
10	44.44	101,194	22,742	16,081
9	44.44	101,194	22,742	16,081
8	54.38	123,831	27,673	19,568
7	54.38	123,831	27,673	19,568
6	54.38	123,831	27,673	19,568
5	54.38	123,831	27,673	19,568
4	64.79	147,527	32,768	23,171
3	64.79	147,527	32,768	23,171
2	64.79	147,527	32,768	23,171
1	64.79	147,527	32,768	23,171

Tabla 4.25. Comprobación de capacidades por flexión de trabes y columnas

Nivel	Módulo de sección plástico, Z (cm ³)			Suma de momentos plásticos (ton m)			Parámetro α (debe ser mayor a 1.2)	
				$\sum Z_c F_{yc}$	$\sum Z_c F_{yc}$	$Z_v F_{yv}$	Nodo perimetral	Nodo externo
	Columna perimetral	Columna interna	Trabe	Columna perimetral	Columna interna	Trabe principal		
14	4163.4	4163.4	1655.0	292.9	292.9	83.7	3.50	3.50
13	4163.4	4163.4	1835.0	292.9	292.9	92.9	3.15	3.15
12	4163.4	4163.4	1835.0	292.9	292.9	92.9	3.15	3.15
11	4163.4	4163.4	1835.0	292.9	292.9	92.9	3.15	3.15
10	8078.6	5500.6	1835.0	568.4	387.0	92.9	6.12	4.17
9	8078.6	5500.6	1835.0	568.4	387.0	92.9	6.12	4.17
8	8078.6	5500.6	1835.0	568.4	387.0	92.9	6.12	4.17
7	8078.6	5500.6	2016.0	568.4	387.0	102.0	5.57	3.79
6	8078.6	5500.6	2016.0	568.4	387.0	102.0	5.57	3.79
5	10493.5	9281.9	2016.0	738.3	653.1	102.0	7.24	6.40
4	10493.5	9281.9	2016.0	738.3	653.1	102.0	7.24	6.40
3	10493.5	9281.9	2016.0	738.3	653.1	102.0	7.24	6.40
2	10493.5	9281.9	2016.0	738.3	653.1	102.0	7.24	6.40
1	10493.5	9281.9	2016.0	738.3	653.1	102.0	7.24	6.40

4.6.5 Análisis modal espectral

En este apartado se enuncian los resultados del análisis dinámico que se realizó en el programa comercial *SAP2000*. El modelo se analizó con las secciones del prediseño y los espectros de diseño del Apéndice A de las NTCS-04.

4.6.5.1. Relaciones de esfuerzos

Las relaciones de esfuerzo, que concuerdan con la filosofía de diseño considerada (columna fuerte – viga débil – contraviento más débil) se presentan en la figura 4.13. En las gráficas, se aprecia el cambio de sección transversal en las columnas a cada cinco niveles sin que se noten cambios bruscos en la solicitación de los elementos, de igual forma se aprecia este cambio de sección sobre todo en los últimos entrepisos.

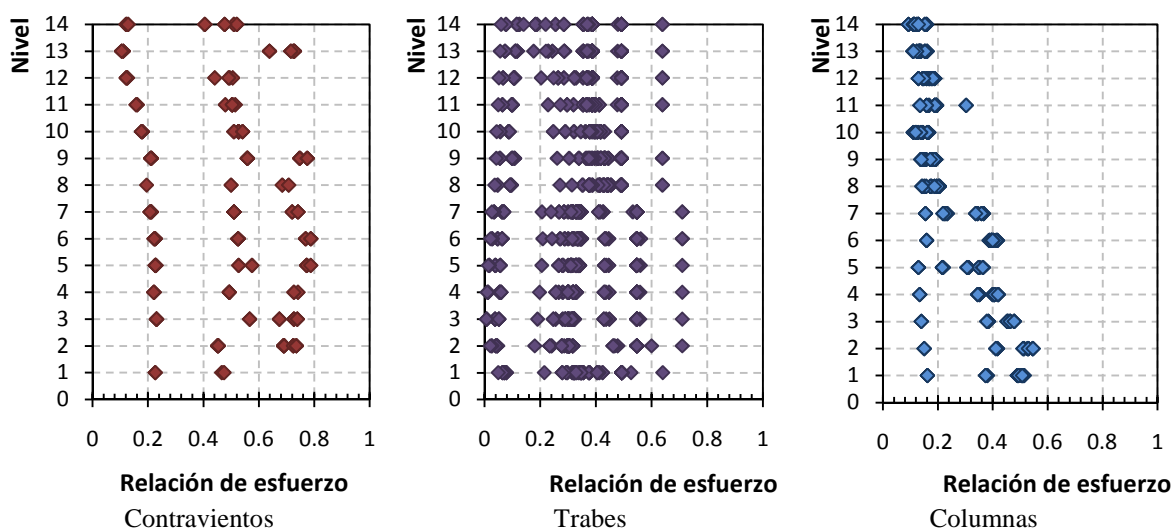


Figura 4.13. Relaciones de esfuerzos del modelo de 14 niveles

4.6.5.2. Características dinámicas

Los primeros periodos fundamentales reportados en el modelo se presentan en la tabla 4.26, mientras que en la figura 4.14 se ha incluido la configuración de los primeros tres modos.

Tabla 4.26. Periodos y aportaciones modales del modelo *Ch14_61*

Modo	Periodo	RX	RY	RZ
1	1.2086	0.00	97.40	0.00
2	1.2076	97.41	0.00	0.00
3	0.9379	0.00	0.00	71.30
4	0.3859	0.00	0.25	0.00
5	0.3856	0.25	0.00	0.00

El primer periodo fundamental resulta ser igual a $T = 1.209$ seg, que es mayor al que se había supuesto inicialmente ($T = 0.08n = 1.12$ seg). Sin embargo, este aumento no afecta el espectro de diseño, debido a que el periodo fundamental está en el mismo intervalo que define el factor de reducción por sobrerresistencia, tal que $R = 4.5$. Mientras que se conserva igual $Q = 2.33$, porque no es función del periodo fundamental ($Q' = 2.368$).

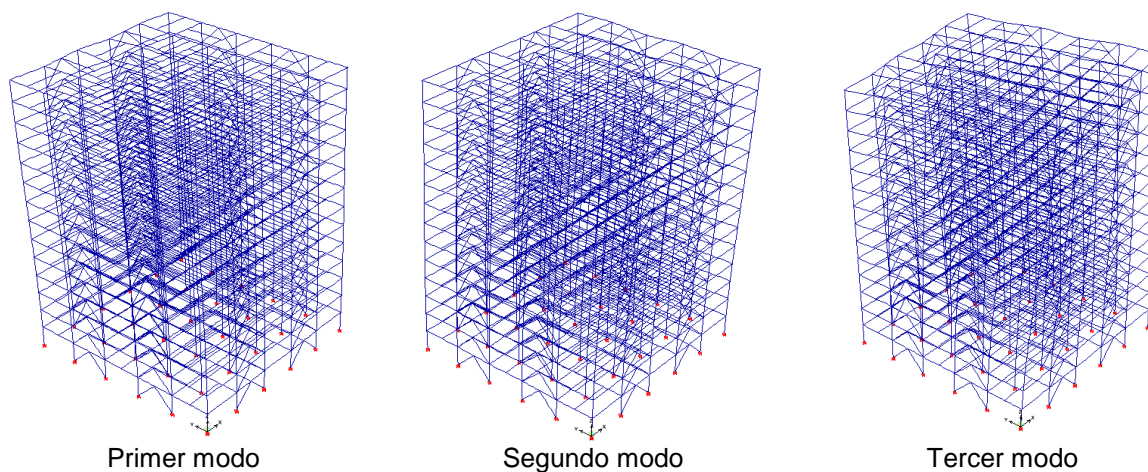


Figura 4.14. Configuración de los primeros tres modos del modelo de 14 niveles.

4.6.5.3. Estados límite de deformación

Las condiciones de simetría en rigidez impuestas permiten que la respuesta en ambas direcciones globales sea muy similar como se ilustra en la tabla 4.27, donde se incluyen las distorsiones inelásticas obtenidas en el análisis realizado.

Tabla 4.27. Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis del modelo *Ch14_61*

Nivel	Distorsión en X	Distorsión en Y
N14	0.002742	0.002735
N13	0.003392	0.003385
N12	0.003726	0.003719
N11	0.004071	0.004064
N10	0.004217	0.004210
N09	0.004369	0.004362
N08	0.004238	0.004231
N07	0.004145	0.004138
N06	0.004045	0.004038
N05	0.003800	0.003796
N04	0.003439	0.003434
N03	0.003099	0.003094
N02	0.002666	0.002661
N01	0.001547	0.001547

4.6.5.3.1 Estado límite de daños a elementos no estructurales

La revisión de limitación de daños solicita que las distorsiones obtenidas del análisis estructural multiplicadas por el factor $Q'R/7 = 1.5223$ ($Q' = 2.368$ y $R = 4.5$) sean menores que $\delta_{perm} = 0.004$, como se expone en la figura 4.15 en porcentaje.

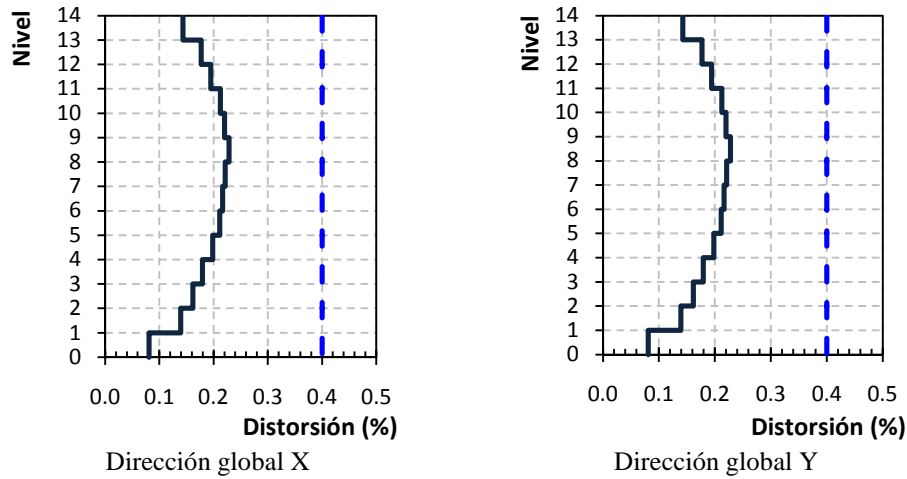


Figura 4.15. Revisión de distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales

4.6.5.3.2 Estado límite para seguridad contra colapso

En la figura 4.16 se muestra que las distorsiones inelásticas multiplicadas por el factor $QR = 10.485$ obtenidas del análisis son menores al límite $\delta_{perm} = 0.015$ (Tabla A.1, NTCS-04) para satisfacer el requisito para seguridad contra colapso en ambas direcciones globales.

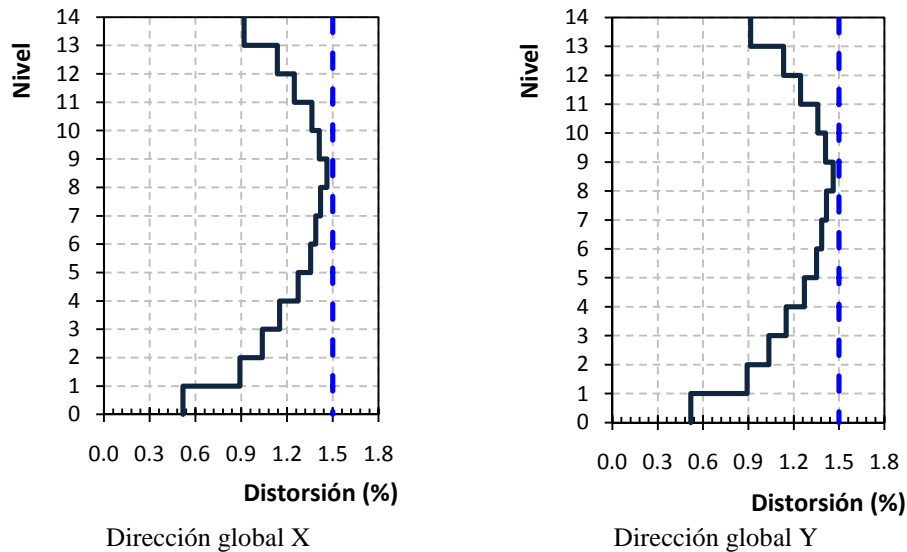


Figura 4.16. Revisión de distorsiones para seguridad contra colapso

4.6.6. Balance entre rigidez lateral y resistencia

En la figura 4.17 se muestra el comportamiento de la rigidez lateral y la resistencia lateral en cada uno de los entrepisos que conforman la estructura considerando los elementos estructurales modelados.

La resistencia lateral se determinó con los resultados del análisis, mientras que la rigidez se calculó con la aportación de las columnas y del sistema de contravientos como se explica en el Apéndice A de este documento.

Así, mediante el uso de los elementos estructurales propuestos siguiendo la metodología propuesta se satisface ampliamente la resistencia lateral mínima del 61.4% para un modelo de 14 niveles que deben contribuir las columnas del marco en relación a la contribución del sistema de contravientos.

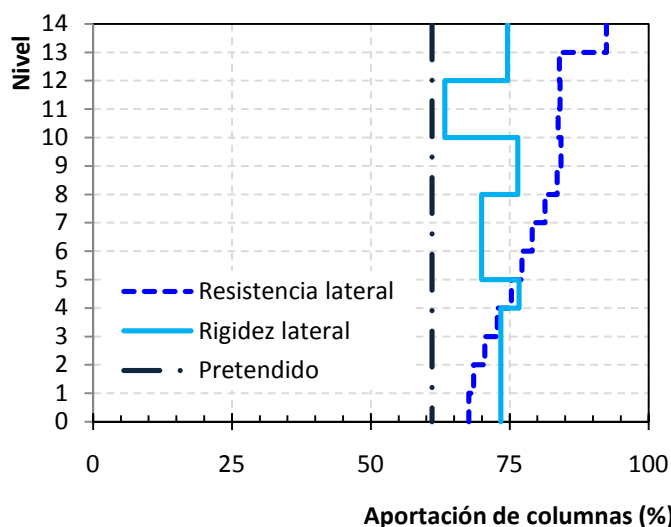


Figura 4.17 Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo Ch14_61

4.6.7. Secciones finales

En la tabla 4.28 se enuncian las secciones finales para el modelo de 14 niveles. Las columnas son de sección cajón con un diseño específico para las columnas de los marcos de la periferia de la estructura y las columnas de los marcos interiores. Los contravientos se modelaron igualmente de sección cajón, mientras que las trabes son de sección comercial IR.

4.7 Modelo de 18 niveles

Adicionalmente, se realizó un análisis de un modelo de 18 niveles con la configuración de la figura 4.1. En el análisis del modelo se consideraron las nueve combinaciones enunciadas anteriormente, conforme a la sección 9 de las NTCS-04.

4.7.1. Determinación de la carga muerta

La determinación de la magnitud por carga muerta en entrepiso (390 kg/m^2) y carga muerta en la azotea (325 kg/m^2) se determinó de la misma forma que en los modelos anteriores, siendo que el

peso de los elementos estructurales está considerado en el programa de análisis, a partir del área transversal modelada y el peso volumétrico del acero estructural.

Tabla 4.28. Secciones transversales del modelo *Ch14_61*

Nivel	Columnas		Trabes	Contravientos
	Perimetrales	Internas		
14	OC 55x0.95 cm	OC 55x0.95 cm	W 18x82.0 kg/m	OC 18x0.48 cm
13	OC 55x0.95 cm	OC 55x0.95 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.48 cm
12	OC 55x0.95 cm	OC 55x0.95 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.64 cm
11	OC 55x0.95 cm	OC 55x0.95 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.64 cm
10	OC 55x1.27 cm	OC 55x1.91 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.64 cm
9	OC 55x1.27 cm	OC 55x1.91 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.64 cm
8	OC 55x1.27 cm	OC 55x1.91 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 18x0.79 cm
7	OC 55x1.27 cm	OC 55x1.91 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.79 cm
6	OC 55x1.27 cm	OC 55x1.91 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.79 cm
5	OC 55x2.22 cm	OC 55x2.54 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.79 cm
4	OC 55x2.22 cm	OC 55x2.54 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.95 cm
3	OC 55x2.22 cm	OC 55x2.54 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.95 cm
2	OC 55x2.22 cm	OC 55x2.54 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.95 cm
1	OC 55x2.22 cm	OC 55x2.54 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 18x0.95 cm

4.7.2. Determinación de la carga viva

Las cargas vivas se establecieron considerando la magnitud estipulada para edificios de oficinas en las Normas Técnicas sobre Criterios y Acciones (NTCCr-04), mismas que fueron enunciadas en apartados anteriores.

4.7.3. Análisis sísmico

Esta estructura también se supuso ubicada en la zona *IIIa* de la subzonificación de las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (Ap. 3, NTCS-04), asociada a un periodo fundamental del suelo $T_s = 1.05$ seg. Siguiendo lo establecido en el Apéndice A, los periodos característicos resultaron $T_a = 0.558$ seg y $T_b = 1.35$ seg; un coeficiente sísmico $c = 0.786$; un coeficiente de aceleración del terreno $a_0 = 0.1825$ y un cociente $k = 0.95$.

4.7.3.1. Factores de reducción (ductilidad y sobrerresistencia)

Considerando la relación de esbeltez del modelo es igual a $H/B = 1.80$, el factor por ductilidad resultó ser igual a $Q = 2.0$ (ecuación 4.9). Mientras que el factor por sobrerresistencia es igual a $R = 4.5$, (ecuación 4.10) considerando que el periodo de la estructura aproximado es $T = 0.08n = 1.44$ seg. Así, siguiendo el criterio del Apéndice A de las NTCS-04, el factor de comportamiento sísmico reducido con fines de diseño es igual a $Q' = 2.017$ (ecuación 4.8).

4.7.3.2. Condiciones de regularidad

Como se realizó para los modelos anteriores, se realizó la revisión por irregularidad de la estructura conforme a la sección 6.1 de las NTCS-04. Con base en el estudio que se pormenoriza a continuación fue posible asegurar que se trata de un edificio regular.

- 1) La planta del modelo es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales en las masas y marcos momento-resistentes.
- 2) La relación de su altura con la dimensión menor cumple que $H/B = 1.8 < 2.5$.
- 3) La relación de largo a ancho de la base cumple que $B/L = 1.0 < 2.5$.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes en ninguna de sus dos direcciones principales.
- 5) Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) Ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas que conforman el modelo están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones principales por trabes.
- 10) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excedió el diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso, debido a que todos los entrepisos y sistemas resistentes están simétricamente distribuidos.

4.7.3.3. Espectros de diseño

En la figura 4.18 se ilustra el espectro de diseño elástico obtenido con la metodología del Apéndice A y el espectro de diseño inelástico reducidos con los factores de reducción por comportamiento no lineal y por sobrerresistencia determinados en apartados anteriores, empleando la metodología propuesta en esta investigación.

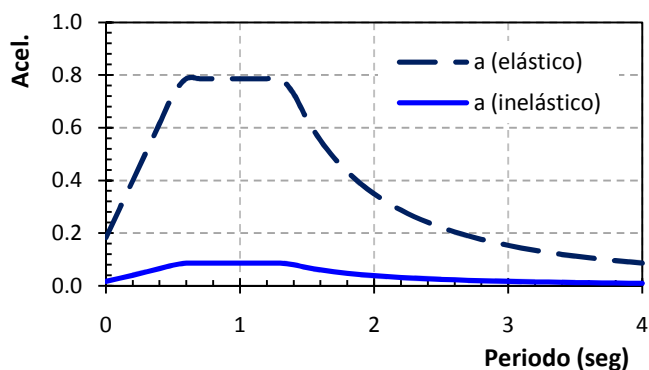


Figura 4.18. Espectros de diseño elástico e inelástico para $T_s = 1.05$ seg y $Q = 2.0$.

4.7.4 Prediseño de los elementos

El cortante lateral resistente mínimo que deben soportar las columnas asciende al 69.1% en relación a la aportación del sistema de contravientos conforme a la ecuación 4.1. El detalle de las aportaciones necesarias al cortante lateral de cada entrepiso, a partir de un análisis estático, se presentan en la tabla 4.29.

4.7.4.1 Prediseño del sistema de contravientos

Así, siguiendo el criterio de prediseño enunciado, se determinó la sección transversal necesaria de cada entrepiso para satisfacer el cortante lateral resistente necesario para satisfacer las magnitudes de la tabla 4.29. Los resultados se enuncian en la tabla 4.30, donde la longitud del contraviento es 495 cm, con $m=6$ contravientos por cada dirección global y $\theta=45^\circ$. En la determinación de la capacidad resistente a compresión se usó $n=1.4$ con un esfuerzo de fluencia $f_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$.

4.7.4.2 Prediseño de las columnas

El prediseño de las 36 columnas por entrepiso se realizó considerando acero A572 Gr. 50 con un esfuerzo de fluencia igual a $f_y=3,518 \text{ kg/cm}^2$ y diferenciando el diseño de la sección transversal de las 20 columnas perimetrales y las 16 columnas internas que están asociadas a una mayor carga axial.

4.7.4.2.1 Columnas internas

4.7.4.2.1.1 Prediseño por flexión

En la tabla 4.31, se presenta la sección transversal en el diseño de las columnas internas, a partir del momento flexionante derivado del cortante resistente mínimo solicitado para que las columnas del marco soporten al menos el 69.1% del cortante lateral resistente total (inecuación 4.1).

Tabla 4.29 Cortante lateral resistente que debe soportar cada sistema sismorresistente en *Ch18_69*

Nivel	Cortante estático (ton)	Cortante por columnas (69.1%) (ton)	Cortante por contravientos (30.8%) (ton)
18	201.5	139.3	62.3
17	476.2	329.1	147.1
16	734.7	507.7	227.0
15	977.1	675.2	301.9
14	1203.3	831.5	371.8
13	1413.3	976.7	436.7
12	1607.2	1,110.6	496.6
11	1785.0	1,233.5	551.5
10	1946.5	1,345.1	601.4
9	2091.9	1,445.6	646.3
8	2221.2	1,534.9	686.3
7	2334.3	1,613.1	721.2
6	2431.3	1,680.1	751.2
5	2512.0	1,735.9	776.1
4	2576.7	1,780.6	796.1
3	2625.1	1,814.1	811.1
2	2657.5	1,836.4	821.1
1	2673.6	1,847.5	826.1

4.7.4.2.1.2 Prediseño por carga axial

Además, es necesario hacer una revisión del prediseño de la columna por carga axial en una de las columnas adyacentes a las crujías contraventeadas como se ilustra en la tabla 4.32, donde las variables tienen el mismo significado que se comentó anteriormente. El factor de reducción de la carga axial f_i para la aplicación del método se obtuvo con la expresión 4.5 y se enuncia en la tabla 4.33. Los criterios para la obtención de estas ecuaciones se incluyen en el Apéndice C de este documento intitulado *Estudio de la axialización de columnas en marcos de acero contraventeados*.

En la tabla 4.34 se presenta la revisión de la sección propuesta para las columnas internas del modelo para realizar la revisión por carga axial. La determinación de la resistencia a compresión se realizó considerando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras Metálicas (NTCM-04) con el parámetro $n=1.4$ y una longitud total del elemento igual a $L=350$ cm. Con base en estos resultados, se demuestra que las secciones propuestas satisfacen la revisión.

4.7.4.2.2 Columnas externas (perimetrales)

Adicionalmente, se diseñó la revisión de la sección transversal de las columnas perimetrales, considerando la conveniencia de disminuir el espesor de las placas conservando el peralte en 60 cm debido a que soportan una carga axial significativamente menor. Esta revisión se incluye en la tabla 4.35, considerando la metodología que se expuso en los apartados anteriores.

Tabla 4.30 Prediseño de contravientos del modelo *Ch18_69*

Nivel	Sección propuesta		Tipo de sección	A_t (cm ²)	KL/r	λ	Compresión	Tensión	Carga total	
	d (cm)	t (cm)					P_R (kg)	T_R (kg)	$m(P_R+T_R)\text{sen}\theta$ (Ton)	% Dif
18	20	0.48	1 o 2	37.48	62.1	0.70	68,586	85,338	653.04	10.49
17	20	0.48	1 o 2	37.48	62.1	0.70	68,586	85,338	653.04	4.44
16	20	0.48	1 o 2	37.48	62.1	0.70	68,586	85,338	653.04	2.88
15	20	0.48	1 o 2	37.48	62.1	0.70	68,586	85,338	653.04	2.16
14	20	0.64	1 o 2	49.56	62.6	0.70	90,309	112,852	861.94	2.32
13	20	0.64	1 o 2	49.56	62.6	0.70	90,309	112,852	861.94	1.97
12	20	0.64	1 o 2	49.56	62.6	0.70	90,309	112,852	861.94	1.74
11	20	0.64	1 o 2	49.56	62.6	0.70	90,309	112,852	861.94	1.56
10	20	0.79	1 o 2	60.70	63.1	0.71	110,159	138,222	1,053.79	1.75
9	20	0.79	1 o 2	60.70	63.1	0.71	110,159	138,222	1,053.79	1.63
8	20	0.79	1 o 2	60.70	63.1	0.71	110,159	138,222	1,053.79	1.54
7	20	0.79	1 o 2	60.70	63.1	0.71	110,159	138,222	1,053.79	1.46
6	20	0.79	1 o 2	60.70	63.1	0.71	110,159	138,222	1,053.79	1.40
5	20	0.95	1 o 2	72.39	63.6	0.71	130,786	164,832	1,254.20	1.62
4	20	0.95	1 o 2	72.39	63.6	0.71	130,786	164,832	1,254.20	1.58
3	20	0.95	1 o 2	72.39	63.6	0.71	130,786	164,832	1,254.20	1.55
2	20	0.95	1 o 2	72.39	63.6	0.71	130,786	164,832	1,254.20	1.53
1	20	0.95	1 o 2	72.39	63.6	0.71	130,786	164,832	1,254.20	1.52

Tabla 4.31 Prediseño de las columnas internas por flexión

Nivel	d (cm)	t (cm)	Tipo de sección	Z (cm ³)	M_p (ton m)	ΣM_p (ton m)	$M_{nec}=V_R h$ (ton m)	$\Sigma M_p/M_{nec}$
18	60	1.11	1	5774.96	182.85	6,582	487	13.5
17	60	1.11	1	5774.96	182.85	6,582	1,152	5.7
16	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	1,777	3.7
15	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	2,363	2.8
14	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	2,910	2.3
13	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	3,418	1.9
12	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	3,887	3.3
11	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	4,317	2.9
10	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	4,708	2.7
9	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	5,060	2.5
8	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	5,372	2.4
7	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	5,646	2.2
6	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	5,880	3.0
5	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	6,076	2.9
4	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	6,232	2.8
3	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	6,349	2.8
2	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	6,427	2.7
1	60	3.18	1	15416.08	488.10	17,572	6,466	2.7

Tabla 4.32. Determinación de la carga axial actuante del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	Cargas de fluencia de los contravientos		ΣP_{fi}	$\text{sen}\theta(\Sigma P_{fi})$	P_{grav}	P_k
	$P_{R\text{ Contr}}$ (kg)	$T_{R\text{ Contr}}$ (kg)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
18	68,586	85,338	64.27	60.3	38.71	108.96
17	68,586	85,338	72.79	117.0	55.86	190.10
16	68,586	85,338	79.41	171.6	55.86	250.21
15	68,586	85,338	83.76	223.5	55.86	307.34
14	90,309	112,852	112.85	360.5	55.86	458.03
13	90,309	112,852	223.91	421.5	55.86	525.10
12	90,309	112,852	330.98	478.3	55.86	587.57
11	90,309	112,852	432.89	530.7	55.86	645.20
10	110,159	138,222	554.22	708.4	55.86	840.70
9	110,159	138,222	668.60	760.7	111.72	959.66
8	110,159	138,222	774.89	806.4	167.58	1071.38
7	110,159	138,222	871.99	845.0	223.44	1175.27
6	110,159	138,222	958.76	875.8	279.30	1270.61
5	130,786	164,832	1060.56	1071.0	335.16	1546.73
4	130,786	164,832	1148.80	1086.1	391.02	1624.82
3	130,786	164,832	1220.70	1088.2	446.88	1688.61
2	130,786	164,832	1272.65	1075.0	502.74	1735.56
1	130,786	164,832	1299.19	1048.7	558.60	1768.01

Tabla 4.33 Factor de reducción de la carga de plastificación de los contravientos f_i

S _n entrepiso donde se determina la carga axial	S _i entrepiso donde se está determinando el factor de reducción																	
	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
18	0.00	0.01	0.07	0.20	0.20	0.26	0.32	0.38	0.44	0.51	0.57	0.63	0.69	0.75	0.81	0.88	0.94	1.0
17	0.02	0.08	0.15	0.28	0.28	0.34	0.41	0.47	0.54	0.60	0.66	0.73	0.79	0.85	0.91	0.97	1.00	
16	0.08	0.15	0.22	0.35	0.35	0.42	0.49	0.56	0.62	0.69	0.75	0.81	0.88	0.93	0.98	1.00		
15	0.15	0.22	0.29	0.43	0.43	0.50	0.57	0.64	0.70	0.77	0.83	0.89	0.94	0.98	1.00			
14	0.21	0.29	0.36	0.51	0.51	0.58	0.65	0.71	0.78	0.84	0.90	0.95	0.98	1.00				
13	0.28	0.35	0.43	0.58	0.58	0.65	0.72	0.79	0.85	0.90	0.95	0.99	1.00					
12	0.34	0.42	0.50	0.65	0.65	0.72	0.79	0.85	0.91	0.95	0.99	1.00						
11	0.41	0.49	0.57	0.72	0.72	0.79	0.85	0.91	0.96	0.99	1.00							
10	0.47	0.56	0.64	0.79	0.79	0.85	0.91	0.96	0.99	1.00								
9	0.54	0.62	0.70	0.85	0.85	0.91	0.96	0.99	1.00									
8	0.60	0.69	0.77	0.90	0.90	0.95	0.99	1.00										
7	0.66	0.75	0.83	0.95	0.95	0.99	1.00											
6	0.73	0.81	0.89	0.99	0.99	1.00												
5	0.79	0.88	0.94	1.00	1.00													
4	0.85	0.93	0.98	0.20														
3	0.91	0.98	1.00															
2	0.97	1.00																
1	1.00																	

Tabla 4.34. Determinación de la carga axial resistente del prediseño de las columnas internas por carga axial

Nivel	$A_t Col$ cm ²	P_y Ton	I cm ⁴	r cm	KL/r	λ	P_{resist} Ton	$\Sigma P_{resist}/P_{total}$ % Err
18	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	7.57
17	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	4.34
16	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	3.30
15	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	2.68
14	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	1.80
13	261.47	919.86	151186	24.05	14.6	0.19	824.9	1.57
12	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	2.75
11	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	2.51
10	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	1.92
9	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	1.69
8	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	1.51
7	513.09	1805.04	285914	23.61	14.8	0.20	1,618.2	1.38
6	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.79
5	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.47
4	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.40
3	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.35
2	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.31
1	722.75	2542.64	390120	23.23	15.1	0.20	2,278.6	1.29

Tabla 4.35. Prediseño de las columnas perimetrales por flexión

Nivel	d cm	t cm	Sección	Z cm ³	M _p ton m	ΣM_{π} ton m	M _{nec} =V _R h ton m	$\Sigma M_p/M_{nec}$ % Err
18	60	1.11	1	5774.96	182.85	6,582	487	13.50
17	60	1.11	1	5774.96	182.85	6,582	1,152	5.72
16	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	1,777	3.70
15	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	2,363	2.79
14	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	2,910	2.26
13	60	1.11	2	5774.96	182.85	6,582	3,418	1.93
12	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	3,887	2.84
11	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	4,317	2.55
10	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	4,708	2.34
9	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	5,060	2.18
8	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	5,372	2.05
7	60	1.91	1	9671.28	306.21	11,024	5,646	1.95
6	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	5,880	2.16
5	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	6,076	2.09
4	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	6,232	2.03
3	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	6,349	2.00
2	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	6,427	1.97
1	60	2.22	1	11122.77	352.17	12,678	6,466	1.96

4.7.4.3 Prediseño de trabes

4.7.4.3.1 Prediseño por cargas gravitacionales

Por otra parte, las trabes del modelo se revisaron en un análisis adicional con el programa SAP2000 en el que se incluyeron cargas puntuales sobre las vigas que simulan la plastificación de los contravientos por tensión y la carga post-pandeo de los contravientos en compresión conforme se discute en el apartado 4.3.2.

El pormenorizado de esta revisión se incluye en la tabla 4.36, donde se enuncia la magnitud de estas cargas modeladas en las trabes de las crujías contraventeadas, que consideran la totalidad de la carga por la plastificación del contraviento en tensión y el treinta por ciento de la carga de plastificación por compresión para evaluar la carga después del pandeo.

La sección transversal de las trabes del modelo queda regida por cargas gravitacionales en conformidad con los resultados del análisis y queda satisfecha en la sollicitación máxima por la sección comercial IR 18"x96.7 kg/m (65 Lb/pie), cuya alma y patines satisfacen los requisitos de la sección compacta conforme al planteamiento propuesto en las Normas Técnicas para la revisión del pandeo local.

4.7.4.3.2. Prediseño por balance de resistencias en el nodo

Asimismo, se hizo notar la conveniencia de vigilar que el momento plástico resistente de la columna sea mayor al momento plástico que soportan las vigas en un nudo de conexión viga – columna, de manera que en la tabla 4.37 se presentan las capacidades por flexión de las trabes y columnas considerando la suma de los momentos plásticos de las columnas (entrepiso superior y entrepiso inferior) y la suma de los momentos de las trabes que convergen a un mismo nudo crítico.

Tabla 4.36. Determinación de la carga puntual sobre las trabes de las crujías contraventeadas

Nivel	A_t (cm ²)	P_y (kg)	$0.3P_R$ (kg)	$(P_y+0.3P_R)\text{sen}\theta$ (kg)
18	37.48	85,338	20,576	14,549
17	37.48	85,338	20,576	14,549
16	37.48	85,338	20,576	14,549
15	37.48	85,338	20,576	14,549
14	49.56	112,852	27,093	19,157
13	49.56	112,852	27,093	19,157
12	49.56	112,852	27,093	19,157
11	49.56	112,852	27,093	19,157
10	60.70	138,222	33,048	23,368
9	60.70	138,222	33,048	23,368
8	60.70	138,222	33,048	23,368
7	60.70	138,222	33,048	23,368
6	60.70	138,222	33,048	23,368
5	72.39	164,832	39,236	27,744
4	72.39	164,832	39,236	27,744
3	72.39	164,832	39,236	27,744
2	72.39	164,832	39,236	27,744
1	72.39	164,832	39,236	27,744

Tabla 4.37. Comprobación de las capacidades por flexión de trabes y columnas

Nivel	Módulo de sección plástico, Z (cm ³)			Suma de momentos plásticos (ton m)			Parámetro α (debe ser mayor a 1.2)	
				$\Sigma Z_c F_{yc}$	$\Sigma Z_c F_{yc}$	$Z_v F_{yv}$		
	Columna perimetral	Columna interna	Trabe	Columna perimetral	Columna interna	Trabe principal	Nodo perimetral	Nodo externo
18	5775.0	5775.0	1655.0	406.3	406.3	83.7	4.85	4.85
17	5775.0	5775.0	1655.0	406.3	406.3	83.7	4.85	4.85
16	5775.0	5775.0	1835.0	406.3	406.3	92.9	4.38	4.38
15	5775.0	5775.0	1835.0	406.3	406.3	92.9	4.38	4.38
14	5775.0	5775.0	1835.0	406.3	406.3	92.9	4.38	4.38
13	5775.0	5775.0	1835.0	406.3	406.3	92.9	4.38	4.38
12	11122.8	9671.3	1835.0	782.6	680.5	92.9	8.43	7.33
11	11122.8	9671.3	1835.0	782.6	680.5	92.9	8.43	7.33
10	11122.8	9671.3	1835.0	782.6	680.5	92.9	8.43	7.33
9	11122.8	9671.3	1835.0	782.6	680.5	92.9	8.43	7.33
8	11122.8	9671.3	2016.0	782.6	680.5	102.0	7.67	6.67
7	11122.8	9671.3	2016.0	782.6	680.5	102.0	7.67	6.67
6	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67
5	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67
4	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67
3	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67
2	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67
1	15416.1	11122.8	2016.0	1084.7	782.6	102.0	10.63	7.67

En la revisión se distinguen las capacidades de los marcos perimetrales y los marcos internos con diferente sección transversal de columnas, donde el parámetro a denotan la cantidad de veces que es superior la resistencia de las columnas de un nodo de marco perimetral y un nodo de marco interno en comparación con los momentos plásticos obtenidos, a partir de la sección propuesta, que como se observa es en todos los casos mayor a 1.2 con lo que se satisface la revisión.

4.7.5 Análisis modal espectral

Considerando las secciones determinadas con la metodología de prediseño expuesta, se realizó un análisis dinámico modal espectral con el programa comercial SAP2000, cuyos principales resultados se presenta a continuación. El espectro de diseño se determinó considerando el planteamiento del Apéndice A de las NTCs-04 y con los factores de reducción por sobrerresistencia y por comportamiento no lineal propuestos en esta investigación.

4.7.5.1. Relaciones de esfuerzos

En la figura 4.19 se presenta las relaciones de esfuerzo en las columnas, trabes y contravientos determinadas con las solicitaciones y la resistencia de las secciones transversales propuestas. Estos resultados concuerdan con el mecanismo de colapso supuesto desde la etapa teórica de diseño (columna fuerte – viga débil – contraviento más débil).

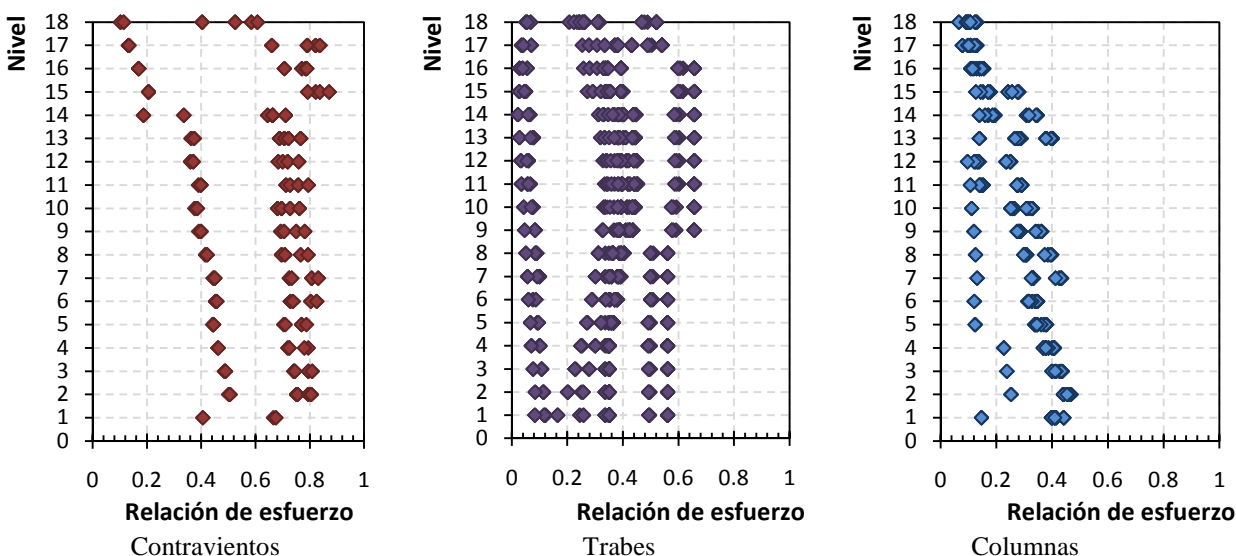


Figura 4.19. Relaciones de esfuerzos del modelo de 18 niveles

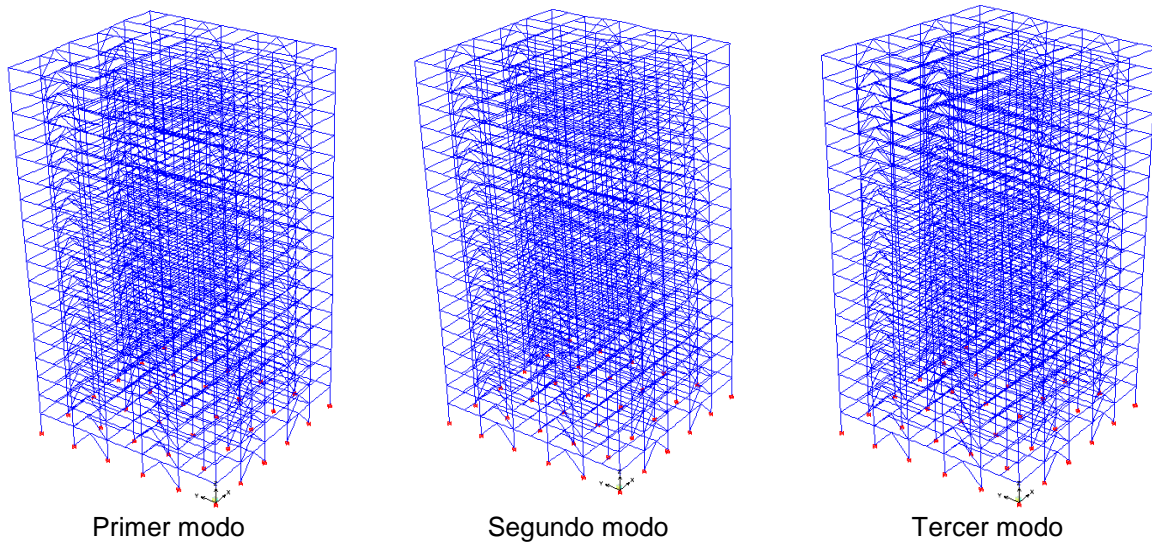
4.7.5.2. Características dinámicas

Los primeros periodos fundamentales reportados en el modelo se presentan en la tabla 4.38, mientras que en la figura 4.20 se ha incluido la configuración de los primeros tres modos para ilustrar el comportamiento del edificio modelado.

Tabla 4.38. Periodos y aportaciones modales del modelo *Ch18_69*

Modo	Periodo	RX	RY	RZ
1	1.5900	0.00	98.15	0.00
2	1.5883	98.15	0.00	0.00
3	1.2473	0.00	0.00	71.67
4	0.4746	0.00	0.29	0.00
5	0.4742	0.29	0.00	0.00

Conforme al análisis realizado, el periodo fundamental del modelo es igual a $T= 1.59$ seg, que es mayor al que se había supuesto inicialmente ($T= 0.08n= 1.44$ seg). Sin embargo, este aumento no afecta significativamente las fuerzas de diseño, debido a que el periodo fundamental obtenido está ahora un poco más dentro de la rama descendente del espectro elástico y en el mismo intervalo que define el factor de reducción por sobrerresistencia, tal que $R= 4.5$, mientras que se conserva igual $Q= 2.00$ y $Q'= 2.017$. De hecho, la ordenada espectral reducida para el modo fundamental de vibración pasa de $a/Q'R= 0.657$ para $T=1.44$ seg a $c/Q'R= 0.620$ para $T= 1.59$ seg, por lo que se consideró poco práctico intentar optimizar el diseño.

**Figura 4.20.** Configuración de los primeros tres modos del modelo de 18 niveles.

4.7.5.3. Estados límite de deformación

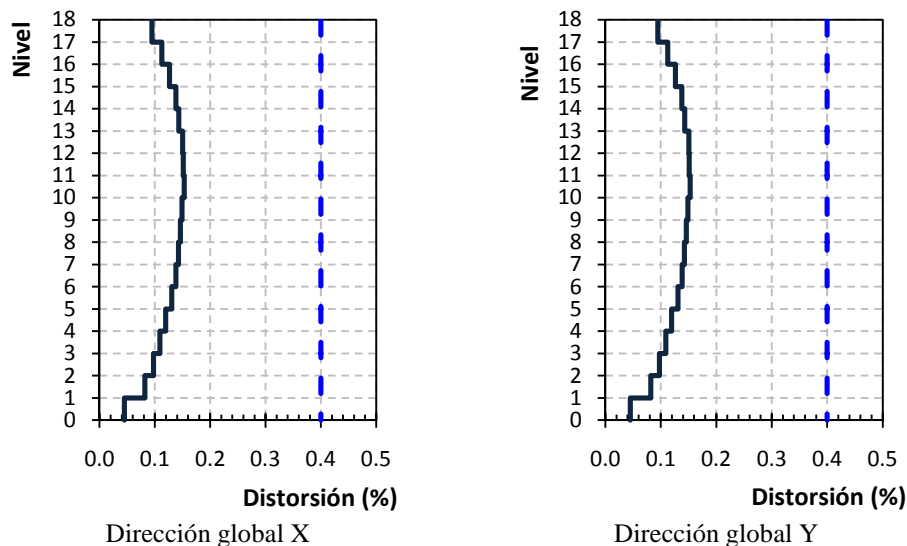
Las condiciones de simetría en rigidez impuestas permiten que la respuesta en ambas direcciones globales sea muy similar como se ilustra en la tabla 4.27, donde se incluyen las distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis tridimensional realizado.

Tabla 4.39. Distorsiones inelásticas máximas obtenidas en el análisis

Nivel	Distorsión en X	Distorsión en Y
N18	0.001454	0.001452
N17	0.001724	0.001724
N16	0.001940	0.001938
N15	0.002118	0.002116
N14	0.002196	0.002194
N13	0.002304	0.002304
N12	0.002314	0.002314
N11	0.002344	0.002342
N10	0.002284	0.002284
N09	0.002236	0.002236
N08	0.002182	0.002182
N07	0.002118	0.002118
N06	0.002002	0.002002
N05	0.001830	0.001832
N04	0.001674	0.001674
N03	0.001496	0.001496
N02	0.001252	0.001252
N01	0.001547	0.001547

4.7.5.3.1 Estado límite de daños a elementos no estructurales

Conforme a las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo (NTCS-04), esta revisión solicita que la deformación obtenida del análisis estructural realizado multiplicadas por el factor $Q'R/7= 1.305$ (con $Q'= 2.03$ y $R= 4.5$) sean menores a $\delta_{perm}= 0.004$. En la figura 4.21, se presentan estos resultados en porcentaje donde se demuestra que se satisface ampliamente la revisión.

**Figura 4.21.** Revisión de distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales

4.7.5.3.2 Estado límite para seguridad contra colapso

En la figura 4.22 se demuestra que las distorsiones inelásticas multiplicadas por el factor $QR=9.0$ obtenidas del análisis son menores al límite $\delta_{perm}=0.015$ (Tabla A.1, NTCS-04) para satisfacer el requisito para seguridad contra colapso en ambas direcciones globales.

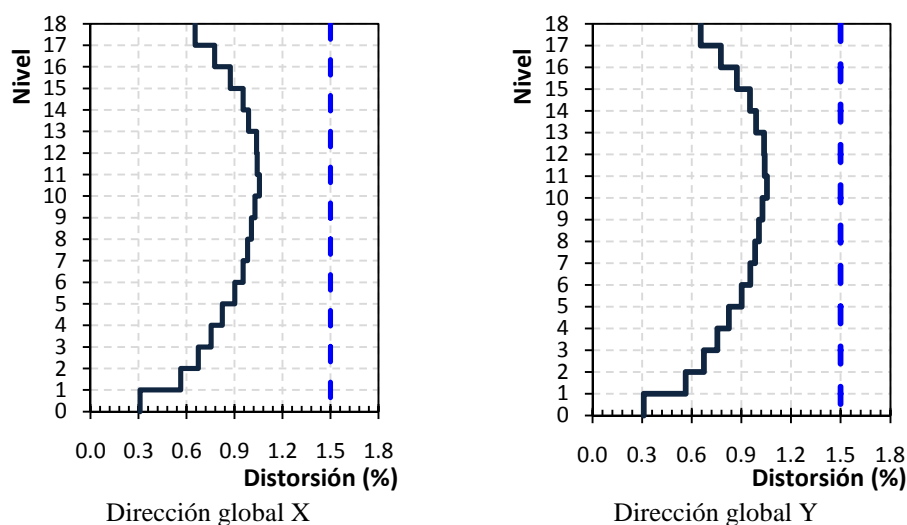


Figura 4.22. Revisión de distorsiones para seguridad contra colapso

4.7.6. Balance entre rigidez lateral y resistencia

En la figura 4.23 se muestra el comportamiento de la rigidez lateral y la resistencia lateral en cada uno de los entrepisos que conforman la estructura. El cortante la resistencia se determinó con los resultados del análisis, mientras que la rigidez se calculó con la aportación de las columnas y del sistema de contravientos como se explica en el Apéndice A intitulado *Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados*.

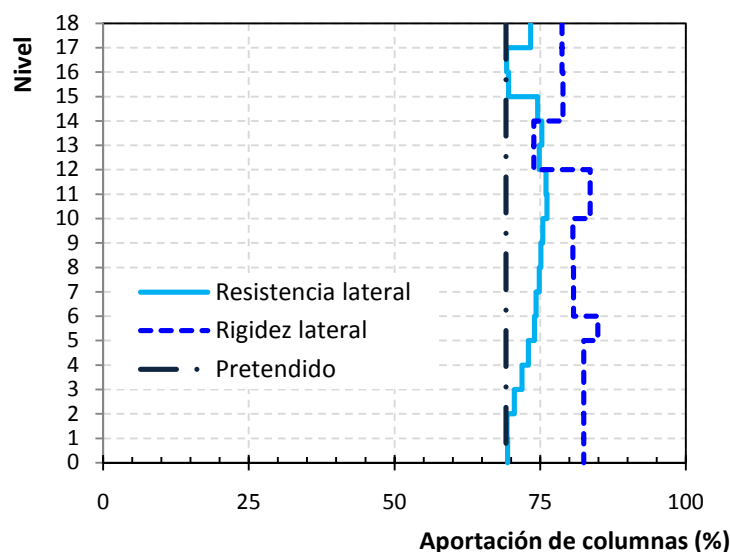


Figura 4.23. Comportamiento de la rigidez lateral y cortante lateral resistente del modelo Ch18_69

4.7.7. Secciones finales

En la tabla 4.40 se enuncian las secciones finales para el modelo de 18 niveles que satisfacen las solicitaciones sísmicas y gravitacionales. Las columnas son de sección cajón con un diseño específico para las columnas de los marcos de la periferia de la estructura y las columnas de los marcos interiores. Los contravientos se modelaron igualmente de sección cajón, mientras que las trabes son de sección IR.

Tabla 4.40. Secciones transversales del modelo *Ch18_69*

Nivel	Columnas		Trabes	Contravientos
	Perimetrales	Internas		
18	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x82.0 kg/m	OC 20x0.48 cm
17	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x82.0 kg/m	OC 20x0.48 cm
16	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.48 cm
15	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.48 cm
14	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.64 cm
13	OC 60x1.11 cm	OC 60x1.11 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.64 cm
12	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.64 cm
11	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.64 cm
10	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.79 cm
9	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x96.7 kg/m	OC 20x0.79 cm
8	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.79 cm
7	OC 60x1.91 cm	OC 60x2.22 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.79 cm
6	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.79 cm
5	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.95 cm
4	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.95 cm
3	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.95 cm
2	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.95 cm
1	OC 60x2.22 cm	OC 60x3.18 cm	W 18x105.3 kg/m	OC 20x0.95 cm

4.8. Conclusiones

En este capítulo se presenta una metodología de diseño por capacidad para edificios regulares con marcos de acero dúctiles con contraventeo concéntrico, que se aplicó a tres modelos de edificios regulares de 10, 14 y 18 niveles. Los modelos se supusieron en zona del Lago en un terreno con un periodo dominante igual a $T_s = 1.05$ seg que corresponde a la subzona *IIIa* de la subzonificación propuesta en las Normas Técnicas (NTCS-04) Los análisis se llevaron a cabo considerando los espectros de diseño propuestos en el Apéndice A con los factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento no lineal propuestos en este trabajo.

Los resultados de los análisis elásticos demostraron que siguiendo la metodología de diseño por capacidad propuesta, los modelos satisfacen los límites de deformación establecidos en las NTCS-04 y cumplen las capacidades mínimas de rigidez y resistencia establecidas para que el modelo se asocie a la contribución lateral mínima propuesta en esta investigación asociada a mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

Capítulo V

Modelado con *OpenSees*

RESUMEN

En este capítulo se presentan los modelos de las columnas, trabes y contravientos y otras consideraciones que se usarán en los análisis estáticos y dinámicos no lineales con el programa *OpenSees*. Las estructuras diseñadas con las propuestas de diseño de esta investigación se analizarán considerando estos criterios y los resultados más importantes se reportan en los capítulos siguientes.

ABSTRACT

On this Chapter, the modeling of columns, beams and braces and some other considerations related to the *OpenSees* program are presented. These considerations will be used in static and dynamic nonlinear analyses using this software. The structures designed with the proposal of this research will then be analyzed using these considerations, and their more interesting results are reported in following Chapters.

Capítulo V

Modelado con *OpenSees*

5.1 Antecedentes

Debido a que la aportación del marco momento resistente se desarrolla a un ritmo diferente que el contraviento, el comportamiento inelástico del contraviento gobierna la respuesta de todo el sistema, que a su vez aporta la mayor parte de la rigidez lateral hasta que se presenta el pandeo en los elementos en compresión. Entonces, la disminución de la rigidez lateral luego del pandeo del contraviento provoca redistribuciones de cargas que son aún más notables en marcos dúctiles. Este estudio ha demostrado que esta redistribución es indetectable en análisis elásticos y podría guiar a la pérdida prematura de resistencia o concentración del daño.

A fin de conocer la respuesta dinámica de los modelos estudiados, se realizaron análisis no lineales con el programa *OpenSees* mediante modelos analíticos similares en marcos con contraviento concéntrico que fueron calibrados en pruebas experimentales como se ejemplifica en Izvernari (2007) y Guilini-Charette (2009).

5.2 Programa *OpenSees*

El programa de análisis *OpenSees*, *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (Mazzoni *et al.* 2006), es un software que usa el método de elemento finito para desarrollar aplicaciones que simulan el comportamiento estructural y geotécnico de sistemas sujetos a excitaciones sísmicas, desarrollado por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER). El código de entrada del programa está disponible en <http://opensees.berkeley.edu> con ejemplos y un foro de discusión que permite a los usuarios tener contacto interactivo con otros usuarios.

El programa permite realizar simulaciones con carga estática monótona creciente, análisis ante carga estática cíclica revertida y/o análisis dinámicos. Los usuarios deben considerar el lenguaje de comandos *Tcl* (*Tcl/Tk Primer* <http://dev.scriptics.com/scripting/primer.html>) para construir el modelo y el procedimiento de análisis. Los comandos *Tcl*, que pueden obtenerse en la misma dirección electrónica, proveen útiles herramientas de programación como la manipulación de variables, evaluación de expresiones matemáticas, control de estructuras como: *if*, *while*, *for* y manipulación de archivos y procedimientos.

El soporte de *OpenSees* está diseñado a partir de objetos, que gobiernan las ecuaciones mecánicas y algoritmos para resolver ecuaciones. Los niveles de los objetos y su relación se presentan en la figura 5.1 (Mazzoni *et al.* 2006).

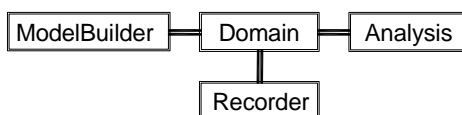


Figura 5.1 Principales objetos en *OpenSees* (adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

El objeto *Modelbuilder* construye los objetos del modelo (nodos, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, series de tiempo, transformaciones, bloques y restricciones), que se adicionan al *Domain*. El objeto *Domain* es el responsable de proveer los objetos creados en *Modelbuilder* a los objetos *Analysis* y *Recorder*. El objeto *Analysis* representa el análisis desde el estado en el tiempo t al estado en el tiempo $t+\Delta t$ y varía de un análisis estático lineal simple a un análisis dinámico no lineal. Cada objeto *Analysis* está compuesto por varios objetos que definen el comportamiento del análisis. El objeto *Recorder* es responsable del monitoreo del estado del componente *Domain* durante los análisis, grabando su estado en un archivo seleccionado en intervalos durante los análisis.

5.2.1. Definición de elementos

Uno de los objetos más importantes en *Domain* es el *Element*. Abstractamente, el *Element* provee la fuerza resistente y matriz de rigidez tangencial para los desplazamientos especificados a los nodos de los elementos y es responsable de mantener ese estado independientemente de todos los objetos.

Los objetos *Elements* disponibles son: elemento armadura, elemento armadura corrotacional, elemento viga – columna elástico, elemento viga – columna inelástico, elemento de longitud – cero, elemento cuadrilátero, elementos ladrillo, elemento de cuatro nodos y elemento viga – columna de junta. Sin embargo, en este proyecto se utilizaron los elementos viga – columna elásticos, elementos viga – columna inelásticos y elementos de longitud – cero.

La definición de los elementos debe incluir el comando *UniaxialMaterial* que representa la proporción uniaxial esfuerzo – deformación de cada material utilizado en el análisis, a partir de modelos teóricos precargados.

5.2.1.1 Elemento viga – columna elástico

El elemento viga – columna elástico se usa para modelar elementos que permanecerán elásticos durante el análisis, sus características dependen del módulo de elasticidad y el módulo de cortante, el área, los momentos de inercia y el momento torsional. En el estudio se utilizó para modelar extensiones rígidas en los extremos de los contravientos.

Además, debido a el análisis se realizó en un modelo en dos dimensiones que suma las aportaciones de los marcos, el elemento viga – columna elástico se consideró para los elementos de rigidez infinita que unen los marcos estudiados como se detallará más adelante.

5.2.1.2 Elemento viga – columna inelástico

Los elementos *viga columna inelásticos* disponibles en el *OpenSees* son los siguientes (Mazzoni *et al.* 2006):

- *Nonlinearbeamcolumn*, en el que la plasticidad se distribuye a lo largo del elemento;
- *beamWithHinges*, en el que la plasticidad se concentra en la longitud de la articulación definida en los extremos del elemento, mientras que el elemento permanece elástico;
- *dispBeamColumn*, en el que la plasticidad se distribuye con la distribución lineal de la curvatura.

El elemento *nonlinearbeamcolumn* se usó para representar los contravientos, trabes y columnas del marco. Las características de este elemento (*nolinearBeamColumn*) dependen del número de puntos de integración a lo largo del elemento, que sigue la regla de cuadratura de Gauss-Lobatto, que considera dos puntos de integración en los extremos del elemento (Mazzoni *et al.* 2006).

5.2.1.3 Elemento de longitud - cero

Los elementos de *longitud – cero* se usan para reproducir relaciones carga – deformación entre los grados de libertad de dos puntos localizados en las mismas coordenadas, existen los siguientes tipos (Mazzoni *et al.* 2006):

- *Elementos de longitud – cero* representan objetos en el cual los nodos están conectados por múltiples objetos *UniaxialMaterial* que representan la relación carga – deformación.
- *Elemento ND de longitud – cero*, los nodos se conectan con un objeto *NDMaterial* que representan la relación carga – deformación.
- *Elementos de longitud – cero* en el cual los nodos se conectan con un objeto *SectionForceDeformation* que representa la relación carga – deformación.

En este proyecto, los *elementos de longitud – cero* se consideraron para modelar las placas de conexión de los contravientos, cuyas características se representan en objetos a través de *UniaxialMaterial*.

5.2.2. Definición de secciones transversales

OpenSees provee tres tipos de secciones: a) secciones *elásticas* (descritas por la geometría y constantes del material), b) secciones *resultantes* y, c) secciones *fibras* (la sección se discretiza en pequeños componentes, su comportamiento general se obtiene integrando la respuesta esfuerzo – deformación de sus componentes).

5.2.2.1. Secciones en fibras

Esta representación de las secciones estructurales con *fibras* puede usarse en parches (*patches*) o capas (*layers*), que son subregiones con formas simples, regulares (circular, triangular o cuadrilátero) o fibras individuales. Las *fibras* consideran que las secciones planas permanecen planas y perpendiculares al eje del elemento después de la deformación. Éstas se construyen con el comando *Fibre* dando coordenadas de la fibra en la sección, el área y la representación de la relación esfuerzo-deformación previamente definida en el comando *UniaxialMaterial*.

La fibra rectangular es función de las cuatro coordenadas que conforman el rectángulo y el número de subdivisiones verticales y horizontales, como se ilustra en la figura 5.2.

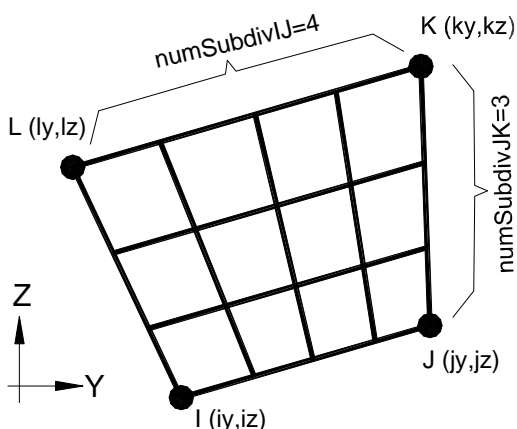


Figura 5.2 Fibra cuadrilátera en *OpenSees*
(adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

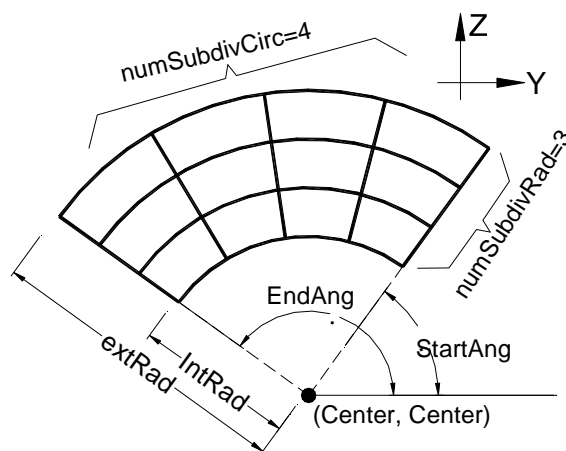


Figura 5.3 Fibra circular en *OpenSees*
(adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

Por otra parte, cuando fue necesario construir fibras con curvaturas, como en el caso de las esquinas de los elementos de sección transversal cajón, se usó el comando *patch circ* que se define a partir del centro del círculo, radio interno, radio externo, cantidad de subdivisiones (radiales y sobre la circunferencia, ángulo interno y ángulo externo como se ilustra en la figura 5.3.

Todos los contravientos, traveses y columnas de este proyecto se modelaron considerando la distribución de la plasticidad por medio de fibras de longitud finita de su sección transversal, como se detallará y ejemplificará más adelante.

5.2.3. Definición de materiales

OpenSees provee la posibilidad de definir dos tipos de objetos como material: *unialMaterial* y *nDmaterial*. El objeto *unialMaterial* representa las relaciones esfuerzo – deformación o carga – deformación (como se mencionó anteriormente), mientras que el objeto *nDMaterial* representa relaciones de esfuerzo – deformación en los puntos de integración del continuo y elementos fuerza – deformación de esos puntos (Mazzoni *et al.* 2006).

En este proyecto se usaron los elementos *unialMaterials* considerando el material elástico en los extremos de los contravientos y uno de los materiales *FEDEAS* (elementos finitos para diseño, evaluación y análisis de estructuras, por sus siglas en inglés) precargados en el *OpenSees*. Los materiales *FEDEAS* son una librería de elementos estructurales lineales y no lineales para análisis estáticos y dinámicos. En este estudio, se utilizó el *FEDEAS* llamado *Steel02 Material* desarrollado con el modelo Giuffrè – Menegotto – Pinto, que incluye endurecimiento isotrópico por deformación.

El material *Steel02* depende del esfuerzo de fluencia F_y , el módulo de elasticidad E , la relación de endurecimiento por deformación $b=E_p/E$, un exponente R que controla la transición entre la rama elástica y el endurecimiento (con valores sugeridos entre 10 y 20), los parámetros c_1 y c_2 para modificar el exponente R con ciclos de carga (sugeridos en 0.925 y 0.15, respectivamente); a_1 es un parámetro de endurecimiento isotrópico el cual refleja el incremento de fluencia por compresión como una proporción del esfuerzo de fluencia después de la deformación plástica a_2 , donde a_2 es un parámetro de endurecimiento, a_3 es un parámetro de endurecimiento isotrópico que refleja el

incremento de fluencia por tensión como una proporción del esfuerzo de fluencia después de la deformación plástica a_4 , donde a_4 es un parámetro de endurecimiento (Mazzoni *et al.* 2006).

Los parámetros asignados en este estudio fueron $b= 0.01$, $R= 20$, $c_1= 0.925$, $c_2= 0.15$, $a_1=a_3= 0.0000001$ y $a_2=a_4= 0.0000002$, basado en la respuesta de contravientos de pruebas experimentales (Izvernari 2007 y Guilini-Charette 2009). La ecuación no lineal propuesta por Menegotto y Pinto (1973) se presenta en la ecuación 5.1, donde σ^* y ϵ^* son el esfuerzo y deformación unitaria efectivos, b es la relación entre la rigidez tangencial inicial y final, y R es un parámetro que define la forma de la curva descargada (Mazzoni *et al.* 2006).

$$\sigma^* = b\epsilon^* + \frac{(1-b)\epsilon^*}{(1 + \epsilon^{*R})^{1/R}} \quad (5.1)$$

En la figura 5.4 se reproducen el comportamiento histerético del material *Steel02* cuando el endurecimiento isotrópico del modelo es por tensión y por compresión conforme a la información del manual del *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).

5.2.4. Definición de restricciones

En *OpenSees* es posible definir las restricciones en un solo punto (*Single-Point Constraints*) o en múltiples puntos (*Multi-Point Constraints*). Los apoyos de las columnas de este proyecto se definieron con la representación puntual homogénea considerándolos fijos, mientras que la conexión entre los nodos de los elementos de *longitud – cero*, a fin de representar la conexión de los contravientos, fueron simulados usando el segundo tipo de restricción igualando los grados de libertad con el comando *equalDOF*.

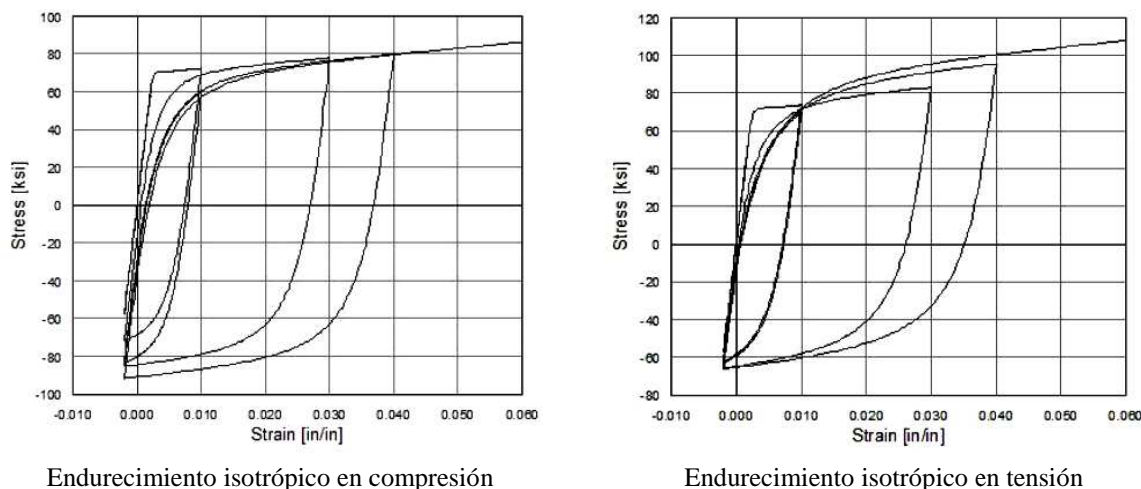


Figura 5.4 Comportamiento histerético del material *Steel02* en *OpenSees* (adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

5.2.5. Definición de cargas

Igualmente, dependiente del *ModelBuilder* es el patrón de cargas que crea fuerzas nodales, del que existen tres patrones: un patrón sencillo (*Plain*) de carga, un patrón *UniformExcitation* para cargas

sísmicas y un patrón *MultipleSupport* para excitaciones múltiples. En este proyecto se consideraron el patrón sencillo y el patrón *UniformExcitation*.

5.2.6. Definición de archivos de salida

El objeto *Recorder* se usa para monitorear los resultados de interés de los archivos de salida. Los componentes del objeto son: nodos (*Node recorder*), envolvente de respuesta nodal (*envelopeNode recorder*), distorsiones (*Drift recorder*), elementos (*element recorder*), envolvente de respuesta de los elementos (*envelopeElement recorder*), visualización (*display recorder*), impresión (*plot recorder*) y el comando *playback*.

A través del *Node recorder* se obtienen los desplazamientos (traslacional o rotacional), la velocidad, aceleración y los eigenvectores. Los desplazamientos de distorsión entre dos nodos se obtienen a través *Drift recorder*, mientras que los *Element Record* proporcionan las fuerzas globales o locales de los elementos, fuerzas, deformación, rigidez o esfuerzo – deformación de las sección.

5.2.7. Solución de las ecuaciones

En el análisis se usó el comando *SparseGeneral SOE* que se usa para la construcción general del sistema de ecuaciones que serán factorizadas y resueltas durante el análisis usando el solucionador *SuperLU solver*.

Para la solución de las ecuaciones, la librería considera una solución del algoritmo con un objeto de prueba de convergencia (*ConvergenceTest object*) para determinar si la convergencia se ha logrado eficientemente al final de una iteración. Existen tres tipos, *Norm Unbalance Test*, *Norm Displacement Increment* y *Energy Increment Test*. En este trabajo se utilizó el comando *Energy Increment Test* que verifica si la convergencia positiva de la fuerza ante el incremento de desplazamiento y desequilibrio de fuerzas es menor que la tolerancia especificada. Un solo paso de carga se considera para las cargas verticales usando el comando *LoadControl*.

5.3 Modelado de los contravientos

5.3.1. Criterios de modelado

Con el fin de considerar la distribución de la plasticidad en la sección transversal de los elementos, se propusieron 128 fibras de longitud finita para modelar las secciones transversales de los contravientos con ocho puntos de integración por elemento para modelar la variación de la deformación a lo largo de cada miembro (figura 5.5).

En las dimensiones del modelo se tomaron en cuenta los resultados de investigaciones recientes para determinar las disminuciones reales de la longitud efectiva, el detallado de las placas de conexión como se discute en el capítulo IV y la capacidad de las computadoras disponibles.

5.3.2. Consideraciones por pandeo local

Este modelo asume una respuesta de secciones planas, en las que el pandeo local no puede ser considerado. Sin embargo, esta limitación es aceptable en el contexto de que el objetivo del estudio es verificar si el refinamiento por pandeo global de los contravientos tienen influencia en la relación del cortante lateral que soportan los sistemas sismo resistentes y su relación con los mecanismos de colapso obtenidos en los capítulos anteriores.

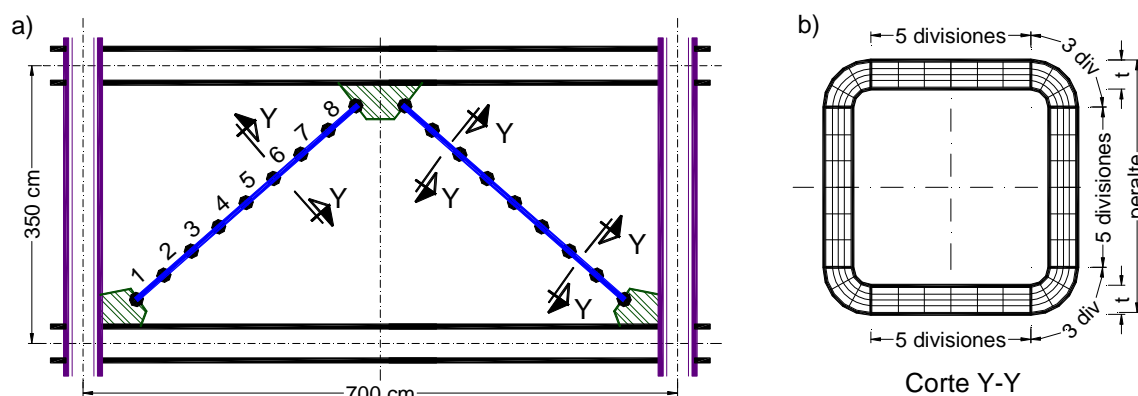


Figura 5.5 Discretización de la sección transversal y longitudinal de los contravientos

Aunado a lo anterior, en el capítulo IV intitulado *Procedimiento de diseño por capacidad de marcos contraventeados*, se solicita que la sección transversal de los contravientos sea compacta (sección 1), para ser considerado un marco de ductilidad alta, de manera que no se espera que se presente pandeo local en ninguna de las secciones propuestas con lo que se refuerza las consideraciones del modelado.

5.3.3. Estudio paramétrico de las subdivisiones

Adicionalmente, se consideró un estudio paramétrico sobre la influencia de la subdivisión de los elementos que conforman el contraviento presentado en Izvernari (2007). En el estudio se variaron el número de subelementos para el modelado del contraviento en 2, 4, 8, 16, 24 y 32 subdivisiones, considerando la duración del análisis y la variación de los resultados relativos. Evidentemente, el número de divisiones tiene influencia en el tiempo – computadora para realizar cada análisis y la precisión de los resultados obtenidos.

Siguiendo los resultados del estudio, la longitud de cada contraviento se dividió en ocho subelementos (figura 5.7b), donde existe adicionalmente un elemento de conexión entre el nudo viga – columna y el contraviento con las características y longitud de la placa de conexión diseñada para cada caso considerando el procedimiento presentado en el apartado anterior.

5.3.4. Ejemplo de modelado de contraviento

En la tabla 5.1 se presenta un ejemplo de modelado de un contraviento de OR 6"x6"x3/8". La sección se discretizó (*FiberTag* 1101) en cuatro fibras rectangulares para formar las paredes laterales de la sección cajón con seis subdivisiones horizontales y cinco verticales y cuatro secciones más para las esquinas de la sección cajón. A fin de evitar inestabilidad por torsión, las fibras se unieron con el comando *section Aggregator* que aporta la rigidez por torsión a las secciones subdivididas en fibras. Así, la propiedad creada (*SectionTag* 1102) se asigna por elemento considerando las conectividades de nodos expuestas.

Tabla 5.1 Ejemplo de modelado de contraviento tipo

```

# Braces of the frame: 1 ----- Story: 1
# MatTag GJ
uniaxialMaterial Elastic 1101 2235873.42
# FiberTag
section Fiber 1101 {
# MatTag DivHor DivVer Iy Iz Iy Iy Ky Kz Ly Lz
patch quad 3600 5 5 -3.906 6.65 3.906 6.65 3.906 7.6 -3.906 7.6
patch quad 3600 5 5 -3.906 -7.6 3.906 -7.6 3.906 -6.65 -3.906 -6.65
patch quad 3600 5 5 -7.6 -3.906 -6.65 -3.906 -6.65 3.906 -7.6 3.906
patch quad 3600 5 5 6.65 -3.906 7.6 -3.906 7.6 3.906 6.65 3.906
patch circ 3600 4 5 -3.906 3.906 2.744 3.694 90 180
patch circ 3600 4 5 -3.906 -3.906 2.744 3.694 180 270
patch circ 3600 4 5 7.125 -3.906 2.744 3.694 270 360
patch circ 3600 4 5 3.906 3.906 2.744 3.694 0 90
}
# SecTag MatTag String Torsion FiberTag
section Aggregator 1102 1101 T-section 1101
# EleTag iNode jNode Integrationpoint SectionTag TransfTag Maxlters Tolerance
element nonlinearBeamColumn 1103 1102 1103 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1104 1103 1104 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1105 1104 1105 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1106 1105 1106 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1107 1106 1107 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1108 1107 1108 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1109 1108 1109 4 1102 3 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 1110 1109 1110 4 1102 3 -iter 500 0.000001

```

Por otra parte, para cada uno de los contravientos, a partir de los criterios de diseño expuestos anteriormente, se diseñó la soldadura de la placa de conexión (longitud necesaria y espesor de la garganta) y se determinó el área de Whitmore para el diseño de la placa de conexión. Las propiedades de la placa diseñada se incluyeron en un elemento de longitud cero (*element zeroLength*) que se incorpora a los extremos del contraviento modelado. En el caso del contraviento ejemplificado van unidos de los nodos 1101 al 1102 y 1110 al 1111.

Para ejemplificar los resultados del modelo propuesto, en la figura 5.6 se presentan las curvas carga axial – deformación de los contravientos de los niveles dos, cuatro y siete de un modelo de ocho niveles sujeto al acelerograma de SCT-EW-85 con secciones tipo cajón, acero A-36. Los elementos presentados forman parte de un modelo con contravientos tipo chevrón con características equivalentes al modelo *Ch8p7*.

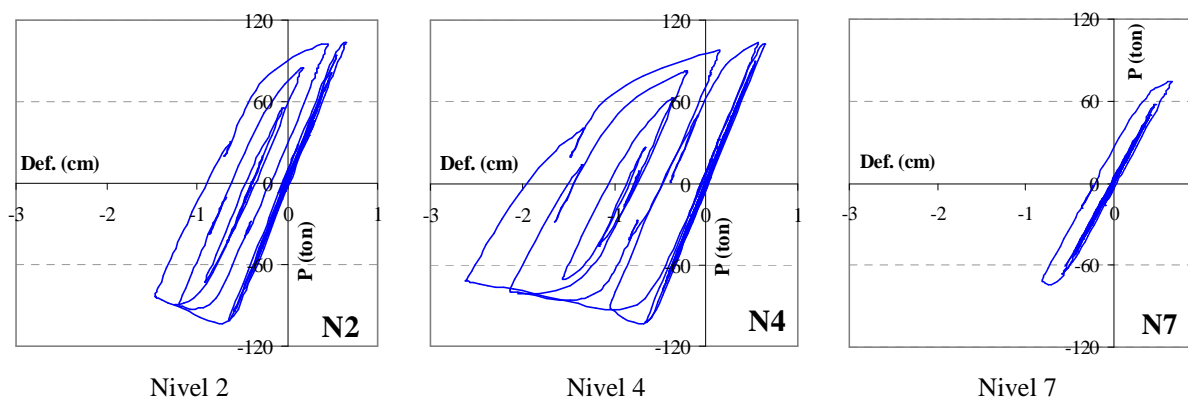


Figura 5.6. Ejemplos de curvas carga axial – deformación de los contravientos con el modelado propuesto

La longitud de los contravientos efectiva resultó ser igual a $L_{real} = 350.93$ cm, luego de determinar la zona rígida y la placa de conexión, usando los criterios mencionados anteriormente ($0.709L_{ejes}$).

5.3.5. Otras consideraciones

Adicionalmente, a los conceptos presentados, en estudios similares (Izvernari 2007), se ha propuesto una deformación en las coordenadas de los nodos que conforman el contraviento, a fin de incluir imperfecciones inducidas en el elemento durante la fabricación, montaje o transporte del orden de entre $L_{real}/250$ a $L_{real}/500$ con configuraciones deformadas parabólicas. Sin embargo, este concepto no se ha incluido en este proyecto para no obtener variaciones en los resultados finales adicionales.

5.4. Modelado de las trabes

Las trabes se modelaron igualmente usando el comando *element nonlinearbeamColumn* subdividiendo el elemento en ocho subelementos de 87.5 cm de longitud. En los casos de las crujeas contraventeadas, las trabes se unían al centro del claro a los elementos elásticos que modelaban la zona rígida y que iban unidos al resorte de longitud que tenía asignada la propiedad de la placa de conexión del contraviento.

El desplazamiento y giros de los nodos de conexión viga – columna se restringieron en la dirección perpendicular al plano del análisis para evitar inadecuadas deformaciones en esos ejes.

5.4.1. Trabes de crujeas contraventeadas

La sección transversal de las vigas de sección I, se dividió en tres parches (*patches*), dos para los patines y una para el alma, estos parches se discretizaron con fibras con forma cuadrilátera. En Izvernari (2007) se presenta un estudio paramétrico en el que se variaron la cantidad de fibras que conforman los patines en vigas I para observar su influencia en la representación del comportamiento del material, estudiando subdivisiones de 5, 10 y 20 fibras, mientras se mantenían cuatro fibras en el alma (figura 5.7).

El estudio mostró que cuando se consideran 5 fibras no se obtienen respuestas plásticas carga – deformación lo suficientemente satisfactorias y dado que los resultados obtenidos con 10 y 20 fibras son equiparables, se decidió a considerar ocho fibras en los patines en las trabes de las crujeas contraventeadas consideradas en este estudio para evitar desgaste tiempo – computadora innecesario y después de la experiencia adquirida con algunos análisis que se realizaron con patines divididos en 10 fibras.

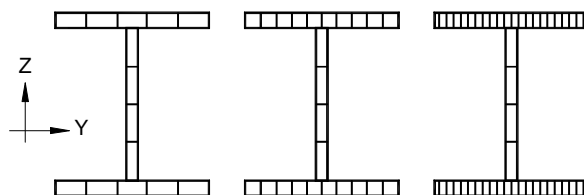


Figura 5.7. Discretización de patines usando 5, 10 y 20 fibras en vigas (adaptada de Izvernari 2007)

5.4.2. Trabes de cruías no contraventeadas

Las vigas de las cruías no contraventeadas se modelaron usando el elemento con articulaciones en los extremos (*beamWithHinges*), que considera que la plasticidad se concentrará en una longitud específica de articulación en el extremo del elemento, con una respuesta elástica en el segmento central del elemento (figura 5.8). Las fuerzas y deformaciones se muestrean en el punto medio de la articulación considerando la integración en el punto medio (Mazzoni *et al.* 2006).

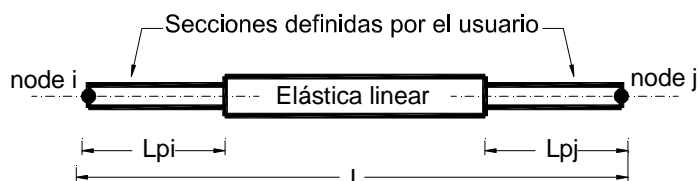


Figura 5.8. Sección *beamWithHinges* (adaptada de Mazzoni 2007)

La sección transversal de las vigas de sección I en el extremo del elemento (donde se formará la articulación) se dividió en tres parches (*patches*), dos para los patines y una para el alma. Estos parches se discretizaron en fibras con forma cuadrilátera siguiendo el procedimiento comentado en el apartado anterior con una longitud de la articulación igual al peralte de la viga para cada entrepiso.

5.4.3. Ejemplo de modelado de trabe con fibras

En la tabla 5.2 se presenta un ejemplo de modelado de una trabe IR 18"x96.7 kg/cm². La sección se discretizó (*FiberTag* 20130) en tres parches cuadrados (*patch quad*) para los patines con 10 subdivisiones horizontales y cuatro y una para el alma con cuatro subdivisiones verticales y dos horizontales.

Tabla 5.2 Ejemplo de modelado de trabe tipo

```
# Beam at story:      1      ----- from the bay:      1
#                    matTag      GJ
uniaxialMaterial Elastic 1020130 120770.01
section Fiber 20130 {
#      matTag DivHor DivVert  Iy      Iz      Jy      Jz      Ky      Kz      Ly      Lz
patch quad 3600 10      4 -11.455 -30.605 11.455 -30.605 11.455 -28.6492 -11.455 -28.6492 # Bottom flange
patch quad 3600 2      4 -0.597 -28.6492 0.597 -28.6492 0.597 28.6492 -0.5969 28.6492 # Web
patch quad 3600 10      4 -11.455 28.6492 11.455 28.6492 11.455 30.605 -11.455 30.605 # Top flange
}
#      secTag      matTag1 String1 (T=torsion) sectiontag
section Aggregator 20131 1020130 T-section 1020130
#      EleTag iNode jNode IntegrPoint SectionTag MaxNbrIteration Tolerance
element nonlinearBeamColumn 20131 151 50112 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20132 50112 50113 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20133 50113 50114 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20134 50114 50115 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20135 50115 50116 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20136 50116 50117 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20137 50117 50118 4 20131 -iter 500 0.00001
element nonlinearBeamColumn 20138 50118 152 4 20131 -iter 500 0.00001
```

Igualmente, a fin de evitar inestabilidad por torsión, las fibras se unieron con el comando *section Aggregator* que aporta la rigidez por torsión a las secciones subdivididas en fibras y finalmente, la sección establecida (*sectionTag* 20131) se asigna a los elementos que se crean mediante la identificación de los nodos. Las propiedades del acero A-36 se asignan con un material definido previamente (*matTag* 3600).

Se hace notar que se está suponiendo que los conectores de cortante con el sistema de diafragma y las trabes secundarias necesarias para su sujeción restringen la longitud de pandeo de las trabes, tal que la revisión por pandeo global es una limitante en la elección de la sección transversal.

5.5. Modelado de las columnas

Las columnas se modelaron con el comando *element nonlinearbeamColumn* subdividiendo el elemento ocho subelementos de 43.7 cm de longitud. El uso de este elemento para modelar las columnas se calibró y comparó con pruebas experimentales en Guilini-Charette (2009).

Adicionalmente, a fin de considerar la distribución de la plasticidad en la sección transversal de los elementos de soporte, se propusieron fibras de longitud finita con cuatro divisiones en los paínes y dos divisiones en las secciones curvas como se ilustra en la figura 5.9.

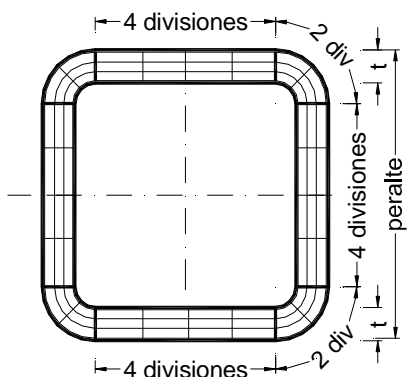


Figura 5.9. Sección transversal de las columnas modeladas

5.5.1. Ejemplo de modelado de columna

En la tabla 5.3 se presenta un ejemplo de modelado de una columna de sección transversal OC 24"x24"x5/8". La sección se discretizó (*FiberTag* 111) en cuatro parches cuadrados (*patch quad*) para modelar cada una de las cuatro paredes laterales y en cuatro esquinas (*patch circ*) siguiendo la propuesta anterior.

Para evitar la inestabilidad por torsión de las fibras, también se unieron mediante el comando *section Aggregator*, que aporta la rigidez por torsión a las secciones subdivididas en fibras. Las propiedades del acero A-572 Gr.0 se asignan con un material definido previamente (*matTag* 5000) y finalmente, la sección creada (*sectionTag* 142) se asigna a los elementos que se establecen mediante la identificación de los nodos.

5.6. Configuración de la estructura modelada

El modelo estudiado, que es regular en planta, está conformado por dos marcos con dos crujeías contraventeadas perimetrales, dos marcos con una crujeía contraventeada y dos marcos centrales sin contravientos en cada una de las direcciones globales.

Tabla 5.3 Ejemplo de modelado de columna tipo

```
#
uniaxialMaterial Elastic 111 28936696.15
section Fiber 111 {
#
MatTag DivHor DivVer Iy Iz Jy Jz Ky Kz Ly Lz
patch quad 5000 4 3 -9.205 28.91 9.21 28.91 9.21 30.5 -9.21 30.5
patch quad 5000 4 3 -9.205 -30.5 9.21 -30.5 9.21 -28.91 -9.21 -28.91
patch quad 5000 4 3 -30.5 -9.21 -28.91 -9.21 -28.91 9.21 -30.5 9.21
patch quad 5000 4 3 28.91 -9.21 30.5 -9.21 30.5 9.21 28.91 9.21
#
MatTag DivCir DivRad CenterY CenterZ Rinternal Rexternal StartAngle End Angle
patch circ 5000 3 2 -9.205 9.205 19.705 21.295 90 180
patch circ 5000 3 2 -9.205 -9.205 19.705 21.295 180 270
patch circ 5000 3 2 9.205 -9.205 19.705 21.295 270 360
patch circ 5000 3 2 9.205 9.205 19.705 21.295 0 90
}
#
secTag matTag1 String1 (T=torsion) sectiontag
section Aggregator 1000142 1000111 T-section 1000111
#
EleTag iNode jNode IntegPoints SectionTag MaxNbIterations Tolerance
element nonlinearBeamColumn 111 51 40112 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 112 40112 40113 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 113 40113 40114 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 114 40114 40115 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 115 40115 40116 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 116 40116 40117 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 117 40117 40118 8 142 -iter 500 0.000001
element nonlinearBeamColumn 118 40118 151 8 142 -iter 500 0.000001
```

En la figura 5.10 se presenta la configuración del modelo tipo estudiado de un edificio de cuatro niveles. Los marcos se unieron con elementos elásticos de muy alta rigidez con el comando *element elasticBeamColumn* como se ilustra en la tabla 5.4.

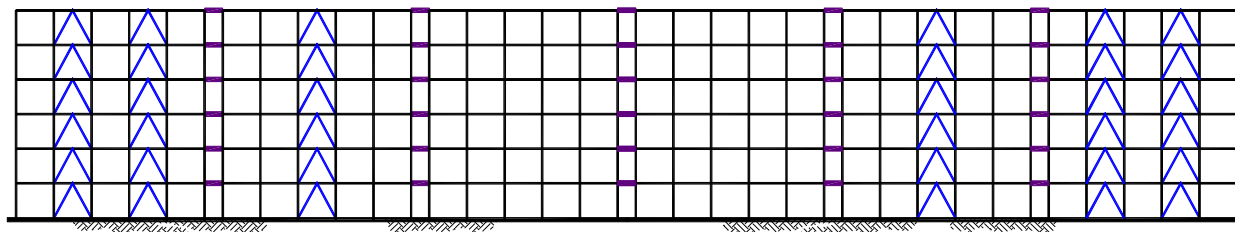


Figura 5.10. Configuración tipo del modelo estudiado

Tabla 5.4. Ejemplo de modelado de elementos rigidizantes entre los marcos

```
# ----- Rigid link between frames
#
eleTag iNode jNode A E G J Iy Iz
element elasticBeamColumn 1 156 151 999999 2038.9 784.2 9999 99999 999999
```

5.7. Conclusiones

En este capítulo se presentaron los conceptos del modelado considerados en el programa de análisis *OpenSees*, la estructura del programa y principales comandos.

En lo referente a los contravientos, se mencionaron las consideraciones propuestas en su modelado para evaluar su respuesta por medio de fibras, que incluye resultados de estudios experimentales, estudios paramétricos de investigaciones similares, consideraciones de diseño de las conexiones y las discretizaciones consideradas.

Pese a que el modelo del contraviento propuesto no toma en cuenta esfuerzos residuales, deformaciones por imperfecciones en el contraviento, efecto de pandeo local ni fractura del elemento ante carga cíclica, se hizo notar la conveniencia de usar el material *Steel02* de Giuffré – Menegotto – Pinto, ya que la respuesta histerética del modelo de los contravientos coincide adecuadamente con los resultados de pruebas experimentales.

Igualmente, se presentó el criterio de modelado de las trabes y contravientos que permiten representar la plastificación en fibras de la sección transversal y las consideraciones generales del modelo, uniendo en dos dimensiones los seis marcos por dirección sismo - resistente en los entresijos mediante elementos de rigidez muy alta.

Capítulo VI

Análisis estáticos no lineales

RESUMEN

En este capítulo se presentan los resultados de análisis no lineales ante cargas estáticas monótonas crecientes de edificios regulares de acero con contravientos concéntricos de 10, 14 y 18 pisos. Considerando 289 certificados de laboratorio de placas de aceros A-36 y A-572 Gr. 50, se evaluaron valores realistas del esfuerzo de fluencia del acero, tal que para cada altura se analizaron dos modelos, uno de ellos considerando el esfuerzo de fluencia teórico, y otro con la sobrerresistencia del material.

Las distorsiones de fluencia y últimas se comparan con los límites establecidos en las Normas Técnicas y, a partir del factor de concentración de distorsión, se evalúa la tendencia de los modelos a la formación de pisos. Con base en la curva bilineal primaria del modelo histerético (rigidez elástica y posterior a la fluencia y resistencia a la fluencia), se obtienen espectros de demandas de ductilidad considerando diez acelerogramas artificiales para la subzona *IIIa* del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

ABSTRACT

In this Chapter, the results of pushover analyses of regular steel buildings with concentrically braced frames of 10-, 14- and 18-stories are presented. Realistic values of the steel's yielding stress are evaluated considering 289 coupon test certificates of A-36 and A-572 Gr. 50 steel. Two models for each height were analyzed, one considering nominal yielding stress and the other one considering the material overstrength.

The yielding and collapse drifts are compared with those limits established by the Mexican code. The likeliness of developing a weak-story mechanism is evaluated considering the drift concentration factor. Based on the primary bilinear curve envelope (initial elastic and post-yielding stiffness, and yield strength), ductility demand spectra are obtained considering ten artificial records generated for the subzone *IIIa* of Mexico's Federal District Code.

Capítulo VI

Análisis estáticos no lineales

6.1 Antecedentes

En los primeros capítulos de este proyecto de investigación se realizaron análisis no lineales estáticos ante carga monótona creciente de modelos con alturas entre los 4 y 16 niveles, los que se diseñaron siguiendo estrictamente el planteamiento del reglamento vigente.

Los resultados evidenciaron aspectos de diseño no incluidos en la reglamentación actual, que se resumieron en una metodología de diseño específica para este tipo de sistemas estructurales y se calibraron y ejemplificaron en tres modelos de 10, 14 y 18 niveles (35 m, 49 m y 63 m).

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), cuyo modelado se presentó en el capítulo anterior, para calibrar las premisas de diseño, a fin de obtener mecanismos de colapso congruentes con las premisas iniciales de diseño con magnitudes de ductilidad y sobrerresistencia predecibles.

6.1.1 Esfuerzos reales del acero estructural

Con el objetivo de tener una mayor certidumbre en la influencia por sobrerresistencia del esfuerzo de fluencia y esfuerzo último reales de aceros comerciales, se llevó a cabo un estudio paramétrico de los esfuerzos reportados en los certificados de calidad de laboratorios a perfiles laminados rolados en frío (tubos y vigas I), y placas de acero de espesores entre 3/16" (calibre 11, esto es 0.476 cm) hasta 2.5" (6.35 cm).

Los certificados de calidad fueron expedidos por distintos laboratorios para Fortacero, S.A. de C.V. (www.fortacero.com), Lámina y Placa Comercial, S.A. de C.V. (www.villacero.com.mx), Plesa Anáhuac, S.A. de C.V. (www.plesa.com.mx), Ternium, S.A. de C.V. (www.ternium.com) y NASA Nacional de Acero, S.A. de C.V. (www.nacionaldeacero.com) que son los distribuidores con área del área metropolitana de la Ciudad de México de los fabricantes que se mencionarán a continuación.

6.1.1.1. Acero tipo A-36

Se consideraron un total de 260 certificados de acero tipo A-36, de los cuales el 92.3% eran de fabricantes nacionales (Altos Hornos de México, Ternium, Sicartsa y Fortacero), mientras que el 7.7% restante provenían de fabricantes extranjeros (Qinhuangdao Shougang Plate Mill Company de China y AK Steel Corporation y Duferco Steel Incorporation de Estados Unidos).

El esfuerzo de fluencia promedio resultó ser igual a $f_y = 3,264 \text{ kg/cm}^2$, esto representa un factor 1.29 veces más grande que el esfuerzo de fluencia teórico ($f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$). El menor esfuerzo de fluencia se presentó en una placa de 5/16" (0.79 cm) fabricada por AK Steel Corporation en Estados Unidos con una magnitud de $f_{y \min} = 2,559 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el mayor esfuerzo de fluencia se reportó en una placa de 3/8" (0.95 cm) fabricada por Altos Hornos de México, S.A. de C.V. con una magnitud de $f_{y \max} = 4,675 \text{ kg/cm}^2$.

Por otra parte, el esfuerzo último promedio fue igual a $f_u = 4,828 \text{ kg/cm}^2$, que representa un factor 1.18 veces mayor al esfuerzo último teórico considerando $f_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$. El menor esfuerzo último se registró en la misma placa de 5/16" que reportó el menor esfuerzo de fluencia elaborado por AK Steel Corporation con una magnitud de $f_{u \min} = 4,204 \text{ kg/cm}^2$; mientras que el mayor esfuerzo último se reportó en una placa de 1/2" (1.27 cm) fabricada por Altos Hornos de México, S.A. de C.V. con una magnitud $f_{u \max} = 5,558 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 6.1 se presenta el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último reportados en los certificados normalizados con los esfuerzos teóricos. En todos los casos, la proporción es mayor a la unidad, lo que infiere la sobrerresistencia adicional obtenida de esta fuente por estructuras de acero.

Adicionalmente, se hace notar que el promedio de los esfuerzos de fluencia considerando únicamente los aceros importados de China y/o Estados Unidos no difiere significativamente de los resultados obtenidos en el estudio global: $f_{y \text{ prom}}/f_{y \text{ teo}} = 1.23$ veces contra 1.29 enunciado anteriormente. El promedio de los esfuerzos últimos del acero A-36 importado resultó ser igual a $f_{u \text{ prom}}/f_{u \text{ teo}} = 1.22$ veces contra 1.17 del promedio general.

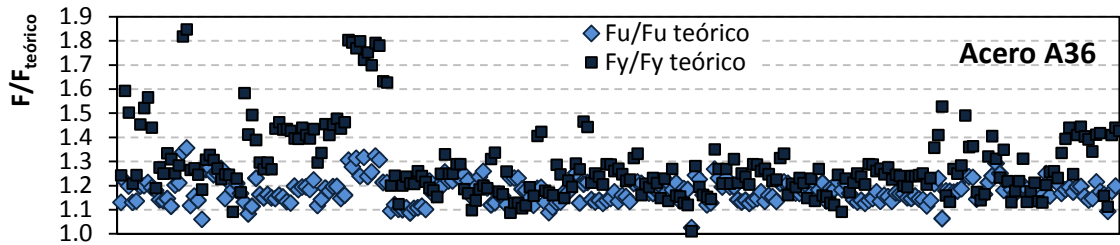


Figura 6.1 Proporción entre el esfuerzo real y esfuerzo teórico en placas de acero A-36

6.1.1.2. Acero tipo A 572 Gr. 50

Se tuvo acceso a 32 certificados de acero tipo A572 Gr. 50, de los cuales el 71.43% eran de procedencia nacional (Altos Hornos de México, Ternium y Villacero), mientras que el 28.6% restante provenían de fabricantes extranjeros (Qinhuangdao Shougang Plate Mill Company de China y Duferco Steel Incorporation, ServerCorr Corporation y Nucor Steel Tuscaloosa de Estados Unidos).

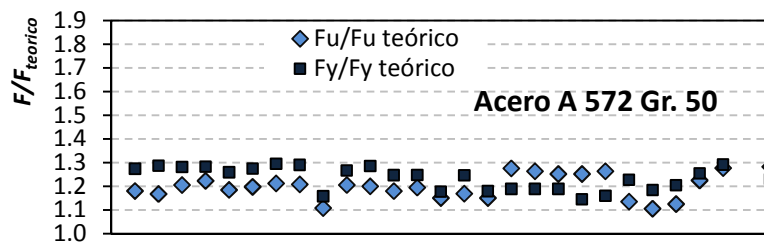


Figura 6.2 Proporción entre el esfuerzo real y esfuerzo teórico en placas de acero A-572 Gr.50

El esfuerzo de fluencia promedio resultó ser igual a $f_y = 4,339 \text{ kg/cm}^2$, que representa un factor 1.23 veces más grande que el esfuerzo de fluencia teórico ($f_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$). El menor esfuerzo de fluencia se presentó en una placa de $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm) fabricada por Qinhuangdao Shougang Plate Mill Co de China con una magnitud de $f_{y \text{ min}} = 4,339 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el mayor esfuerzo de fluencia se reportó en una placa de $\frac{3}{8}$ " (0.95 cm) fabricada por Altos Hornos de México, S.A. de C.V., con una magnitud de $f_{y \text{ max}} = 4,552 \text{ kg/cm}^2$.

Por otra parte, el esfuerzo último promedio fue igual a $f_u = 5,211 \text{ kg/cm}^2$, que representa un factor 1.14 veces mayor al esfuerzo último teórico considerando $f_u = 4,570 \text{ kg/cm}^2$. El menor esfuerzo último se registró en la misma placa de $\frac{3}{8}$ ", que reportó el menor esfuerzo de fluencia fabricada por Altos Hornos de México, S.A. de C.V., con una magnitud de $f_{u \text{ min}} = 4,815 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el mayor esfuerzo último se reportó en una placa de $\frac{1}{4}$ " (0.64 cm) fabricada también por Altos Hornos de México, S.A. de C.V. con una magnitud $f_{u \text{ max}} = 5,566 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 6.2 se presenta el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último reportados en los certificados normalizados con los esfuerzos teóricos. La proporción entre los esfuerzos siempre es mayor a la unidad, con magnitudes más uniformes que en los certificados de aceros A-36; sin embargo, los esfuerzos últimos f_u reportados en los certificados de los acero A572 Gr. 50 tienden a magnitudes más cercanas a su magnitud teórica.

El promedio de los esfuerzos de fluencia considerando únicamente los aceros importados de China y Estados Unidos tampoco difiere de los resultados obtenidos en el estudio global: $f_{y \text{ prom}}/f_{y \text{ teo}} = 1.19$ veces contra 1.23 enunciado anteriormente. El promedio de los esfuerzos últimos del acero A-572 Gr. 50 importado resultó ser igual a $f_{u \text{ prom}}/f_{u \text{ teo}} = 1.33$ veces contra 1.30 del promedio general.

6.2 Análisis ante cargas estáticas crecientes

El objetivo de estos análisis fue tanto para observar el comportamiento inelástico de los modelos y comprobar que su mecanismo de colapso corresponda a uno de columna fuerte, viga-débil, contraviento más débil, como para determinar la curva primaria cortante basal-distorsión global, que permitiera mediante el uso del concepto de espectros de demanda de ductilidad (Tena 1998, Tena-Colunga 2001), seleccionar los acelerogramas que generen las mayores solicitaciones sísmicas. Para ello, se realizaron análisis ante carga estática monótona creciente con el patrón de carga de triángulo inverso del método estático de las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-04).

En los análisis se propusieron dos escenarios, un análisis considerando los esfuerzos de fluencia teóricos de los aceros ($f_{y \text{ 36}} = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{y \text{ 50}} = 3,515 \text{ kg/cm}^2$) y otro con los esfuerzos de fluencia afectados por un factor de amplificación para evaluar la respuesta de la estructura considerando la sobrerresistencia del material que se comentó anteriormente ($f_{y \text{ 36}} = 3,264 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{y \text{ 50}} = 4,339 \text{ kg/cm}^2$). Al respecto, cabe señalar que las columnas se supusieron de sección cajón con placas de acero A572 Gr.50, mientras que las trabes se propusieron con vigas I y los contravientos con secciones cajón ambos con acero tipo A36.

Los análisis que consideran los esfuerzos aumentados (con la sobrerresistencia del material) se distinguieron con una letra *a* (*Ch10-56a*, *Ch14-61a* y *Ch18-69a*), para diferenciarlos de los análisis con los esfuerzos nominales (*Ch10-56*, *Ch14-61* y *Ch18-69*). Los análisis se realizaron siguiendo el modelado pormenorizado en el *OpenSees* del capítulo V intitulado *Modelado con OpenSees* de este trabajo, mientras que el diseño y determinación de las secciones transversales se discutieron y enunciaron en el capítulo IV de *Procedimiento de diseño*.

6.2.1. Distorsiones de entrepiso

En la figura 6.3 se presenta la evolución de las distorsiones a lo largo de los análisis al 50 percentil, el 84 percentil y al final del análisis (100 percentil) para evaluar la variabilidad de las

deformaciones de entrepiso. Es valioso recalcar que el último paso se definió considerando las rotaciones reales y los acortamientos que pueden resistir las secciones estructurales conforme al procedimiento propuesto en Kemp (1996) y que se detalla en Tapia (2005).

La figura incluye las distorsiones del modelo que considera los esfuerzos de fluencia teóricos (*Ch10_56*, *Ch14_61* y *Ch18_64*) y el modelo que con los esfuerzos aumentados para considerar la sobrerresistencia inherente al material (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* y *Ch18_64a*).

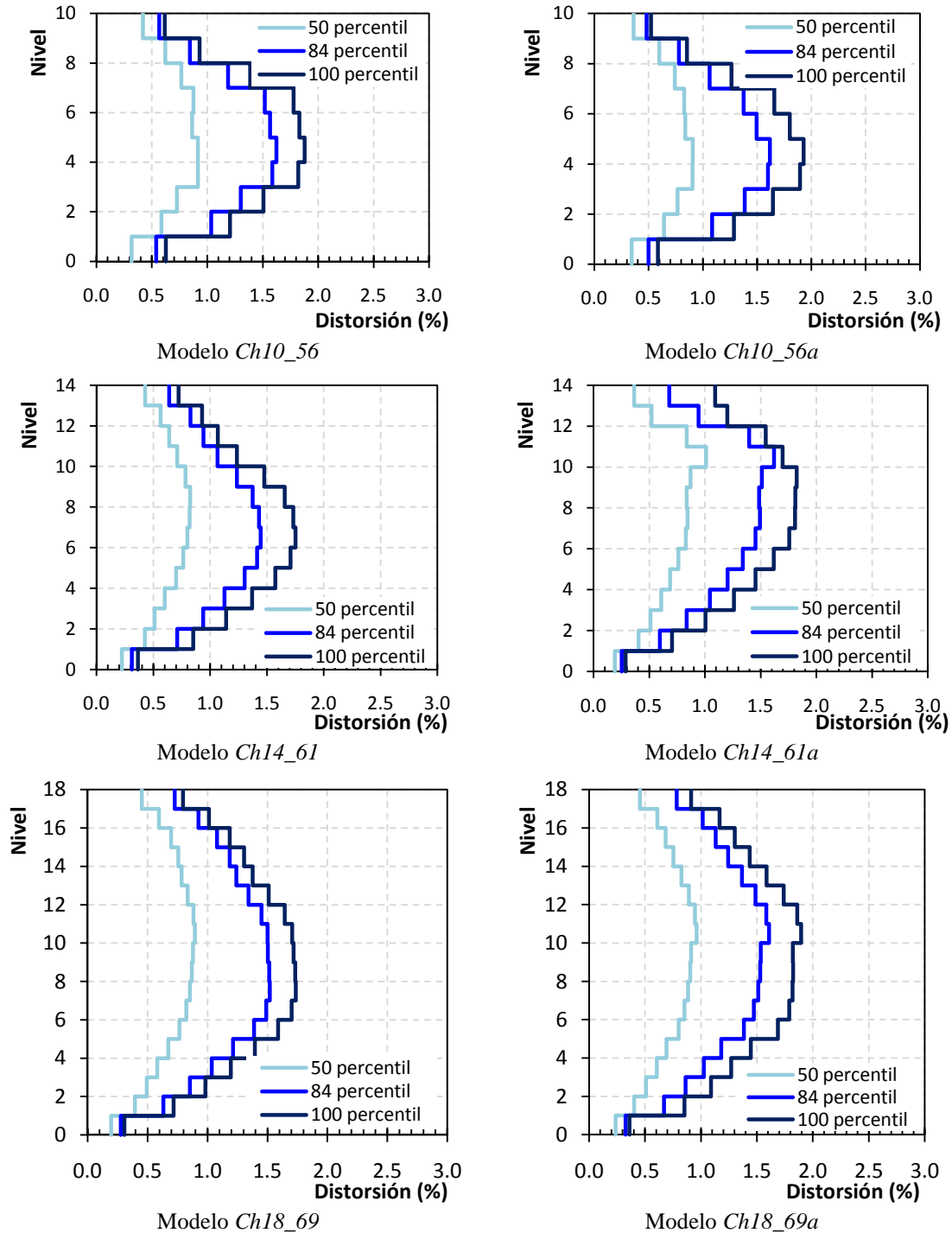


Figura 6.3. Evolución de las distorsiones (%) en los modelos de 10, 14 y 18 niveles

Los modelos con sobrerresistencia en el esfuerzo de fluencia del material tienen la misma configuración deformada que los modelos con el esfuerzo de fluencia teórico. Esa tendencia se presenta desde la mitad de los análisis (50 percentil) con magnitudes de deformación máximas en los pisos intermedios. El límite de distorsión propuesto en las Normas Técnicas (1.5%) es cercano a la magnitud máxima que reportan las distorsiones en el 84 percentil de los modelos en los modelos con resistencia del material nominal (modelos *Ch10_56*, *Ch14_61* y *Ch18_64*), pero este límite se ve superada en los pisos intermedios si se considera la sobrerresistencia en el esfuerzo de fluencia del acero (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* y *Ch18_64a*).

6.2.2. Factor de concentración de distorsión

Por otra parte, a fin de estudiar la tendencia de los modelos a la formación de pisos débiles, se determinó el factor de concentración de distorsión (*DCF* por sus siglas en inglés) que corresponde a la relación entre la distorsión máxima del entrepiso Δ_i/h y la distorsión global definida como deformación en el último piso Δ_t entre la altura total del edificio H (ecuación 6.3) como se ilustra en la figura 6.4.

$$DCF = \frac{\Delta_i/h}{\Delta_t/H} \quad (6.3)$$

Este parámetro es usado para evaluar la capacidad de la estructura para mitigar la formación de pisos débiles, como indicador de la distribución de la demanda en la altura. Una magnitud máxima del factor de concentración de distorsión menor a $DCF < 1.0$ indica que las deformaciones de entrepiso fueron uniformes (no hay formación de pisos débiles), mientras que un factor de concentración de distorsión máximo $DCF > 1.0$, refleja concentraciones de demanda en la altura de la estructura.

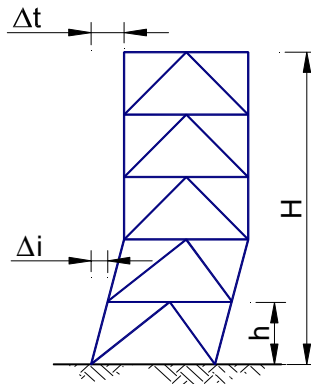


Figura 6.4. Criterios para establecer el factor de concentración por distorsión (*DCF*)

En la siguiente sección, se comentan algunos de los estudios referentes al factor de concentración para predecir la magnitud de este factor en marcos con contraventeo concéntrico y lograr evaluar la respuesta sísmica de una estructura.

6.2.2.1 Metodología propuesta por MacRae *et al.* (2004)

MacRae *et al.* (2004) propusieron que el máximo factor de concentración por distorsión en marcos de acero contraventeados en la formación del mecanismo columna fuerte – viga débil – contraviento más débil (DCF_m) se determine considerando el máximo valor obtenido de las ecuaciones 6.4 y 6.5, a partir del número de niveles, la distribución vertical del cortante lateral resistente, la esbeltez de las columnas del primer nivel en relación con la rigidez lateral de los contravientos y la ductilidad esperada.

$$DCF_1 = 1 + \frac{7\beta N^2}{120(\alpha + \beta N^2/15)} \quad (6.4)$$

$$DCF_2 = \frac{1+0.64(\mu-1)^{0.5}(1-\beta'/3)(\beta'^{0.319}/\alpha^{0.223})N^{0.35}}{\mu^{0.5}(1-\beta'/3)} \quad (6.5)$$

En las ecuaciones, N es el número de niveles, α es una proporción de rigidez en el primer nivel (la suma de la rigidez flexionante de todas las columnas del primer nivel y la rigidez lateral del sistema de contravientos en ese nivel), β es un parámetro que describe la distribución de la resistencia lateral en la altura que se discutirá más detalladamente un poco más adelante, μ es la ductilidad global de diseño y β' es un parámetro que considera la distribución de la resistencia lateral con el número de pisos.

La metodología de predicción estudiada fue calibrada con modelos de dos hasta 50 niveles con análisis no lineales ante cargas estáticas monótonas crecientes en el programa *Drain 2DX* y supone que los contravientos desarrollan una fluencia elasto-plástica perfecta, una distribución de cargas triangular inversa aplicadas en una sola dirección y que las columnas del primer nivel fluirán.

Conforme a MacRae *et al.* (2004), los parámetros β y β' evalúan la distribución de la resistencia en la altura del edificio, debido a que usualmente la resistencia lateral no es constante en la altura, sino que disminuye conforme el cortante lateral actuante disminuye (considerando una distribución triangular inversa). β' se determina como sigue:

$$\beta' = (1 - 1.3/N) \beta^{(1.25+(0.5/N))} \quad (6.6)$$

En la determinación del factor de concentración de distorsión de los modelos de 10 niveles (*Ch10_56* y *Ch10_56a*), se consideró que la ductilidad esperada era igual a la ductilidad determinada en la metodología propuesta igual a $Q=3.0$. La proporción α entre la aportación de las columnas en relación a los contravientos se consideró igual a $\alpha=0.56$, el parámetro β se determinó considerando la carga lateral actuante y el cortante lateral resistente del diseño por capacidad de los capítulos anteriores que resultó ser igual a $\beta=1.6$, de manera que $\beta'=1.603$, en concordancia con la ecuación correspondiente. Así, los factores de concentración resultaron ser $DCF_1=1.831$ y $DCF_2=2.787$.

Por otra parte, en la determinación de los factores de los modelo de 14 niveles (*Ch14_61* y *Ch14_61a*) se consideró que la ductilidad era igual a $Q=2.33$, que se determinó con la metodología propuesta en esta investigación. La proporción α entre la aportación de las columnas en relación a los contravientos se consideró igual a $\alpha=0.61$, el parámetro β se determinó considerando la carga lateral actuante y el cortante lateral resistente del diseño por capacidad de los capítulos anteriores que resultó

ser igual a $\beta = 1.56$, de manera que $\beta' = 1.607$ en concordancia con la ecuación correspondiente, de manera que los factores de concentración resultaron ser $DCF_1 = 2.992$ y $DCF_2 = 1.849$.

En lo que se refiere a los modelos 18 niveles (*Ch18_69* y *Ch18_69a*), se consideró que la ductilidad era igual a $Q = 2.0$, que se determinó con la metodología propuesta en esta investigación. Atendiendo a las consideraciones de diseño, la proporción α resultó ser igual a $\alpha = 0.69$, el parámetro β se consideró igual a $\beta = 1.56$ y $\beta' = 1.607$ usando la ecuación enunciada, por lo que los factores de concentración resultaron ser $DCF_1 = 3.476$ y $DCF_2 = 1.860$.

6.2.2.2. Metodología propuesta por Miranda (1999)

Un segundo método disponible es el propuesto por Miranda en 1999, basado en la ductilidad global, el número de pisos y el modo de deformación que gobierna la estructura (por cortante o por flexión) mediante la ecuación 6.7 (Izvernari 2007).

$$DCF_3 = \beta_2 \beta_4 \frac{u_{az}}{H} \quad (6.7)$$

El factor β_2 depende del modo de deformación de la estructura y en este estudio se supuso igual a $\beta_2 = 1.6$ en todos los modelos, considerando valores intermedios recomendados en Izvernari (2007) para todos los modelos estudiados, y u_{az} es el desplazamiento máximo en la azotea determinado en un análisis elástico.

Conforme al método propuesto, β_4 se determina con la ecuación 6.8, donde μ es la ductilidad esperada y N el número de niveles, que resultó ser igual a $\beta_4 = 1.150$ para el modelo de 10 niveles (*Ch10_56*) e igual a $\beta_4 = 1.148$ y $\beta_4 = 1.1567$ en los modelos de 14 y 18 niveles (*Ch14_61* y *Ch18_69*), respectivamente.

$$\beta_4 = 1 + \frac{\mu}{30} + \frac{N}{200} \quad (6.8)$$

Con la información anterior, el factor de concentración resulta ser igual a $DCF_3 = 1.453$ para el modelo *Ch10_56*, con un desplazamiento máximo elástico en la azotea $u_{az} = 7.90$ cm, e igual a $DCF_3 = 1.552$ para el modelo *Ch10_56a*, con desplazamiento $u_{az} = 8.50$ cm.

Para el modelo de 14 niveles, el factor de concentración es igual a $DCF_3 = 1.901$ para el modelo *Ch14_61*, con un desplazamiento máximo en la azotea $u_{az} = 11.00$ cm, e igual a $DCF_3 = 1.810$ para el modelo *Ch14_61a*, con desplazamiento $u_{az} = 13.80$ cm.

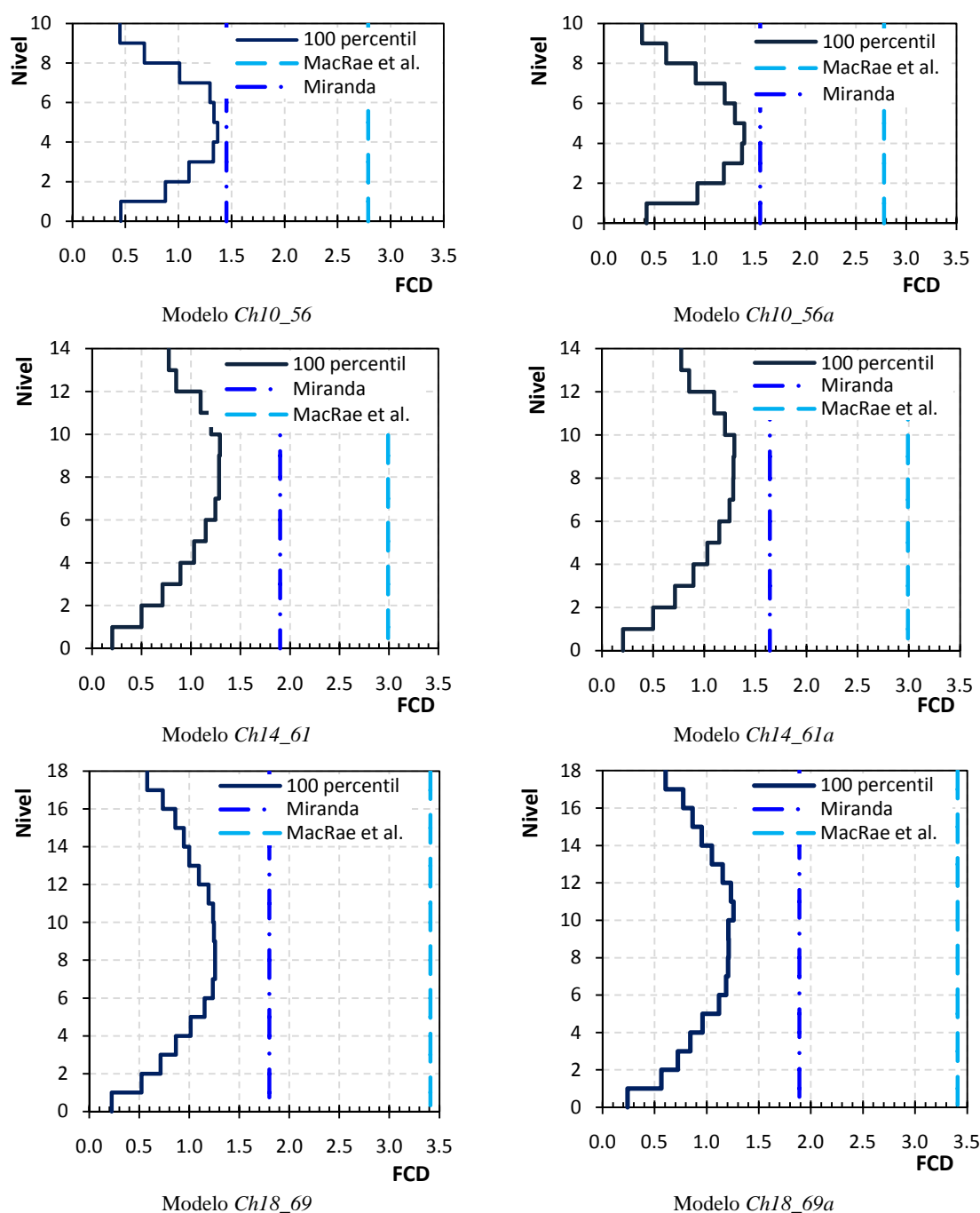
Por último, el modelo de 18 niveles obtiene una predicción del factor de concentración igual a $DCF_3 = 1.807$ para el modelo *Ch18_69*, con un desplazamiento máximo en la azotea $u_{az} = 17.58$ cm, e igual a $DCF_3 = 1.898$ para el modelo *Ch18_69a*, con desplazamiento $u_{az} = 18.46$ cm.

En la figura 6.5 se presenta el factor de concentración de distorsión en el 100 percentil para los modelos estudiados en comparación de los factores determinados con los métodos comentados. La configuración deformada de los modelos no es dependiente de la magnitud del esfuerzo de fluencia supuesto y es perceptible desde la mitad del análisis. En la tabla 6.1, se muestra la tendencia del factor de concentración por distorsión a lo largo de los análisis.

En un estudio similar, Izvernari (2007) obtuvo factores de concentración por distorsión iguales a 2.2, 2.9 y 5.6 para modelos de 8, 12 y 16 niveles respectivamente, estructurados con marcos de acero contraventados en configuración en X con columnas de sección I y contravientos de sección cajón. Por otra parte, MacRae *et al.* (2004) obtuvo factores de concentración por distorsión igualmente altos con magnitudes iguales a 4.9, 6.3 y 8.1 en modelos de 10, 12 y 15 pisos con edificios regulares estructurados con base en marcos de acero con contravientos en X.

Tabla 6.1. Factor de concentración de distorsión de los modelos

Modelo	50 percentil	84 percentil	100 percentil
<i>Ch10_56</i>	1.308	1.379	1.370
<i>Ch10_56a</i>	1.310	1.389	1.392
<i>Ch14_61</i>	1.172	1.222	1.243
<i>Ch14_61a</i>	1.289	1.287	1.293
<i>Ch18_69</i>	1.246	1.259	1.258
<i>Ch18_69a</i>	1.261	1.257	1.256

**Figura 6.5.** Factor de concentración de distorsión (DCF) en los modelos de 10, 14 y 18 niveles

Con base en lo anterior, es valioso hacer notar que la magnitud de los factores de concentración por distorsión obtenidos en este estudio son significativamente cercanos a la unidad, lo que debe traducirse como una mayor tendencia a la distribución en la altura del comportamiento inelástico, y que a su vez son aún menores a los factores de concentración esperados por las metodologías de predicción incluidos en la gráfica.

6.2.3. Distorsiones y ductilidades de entrepiso

En la figura 6.6 se presentan las distorsiones de fluencia y las distorsiones últimas de cada entrepiso en relación con la distorsión límite que sugieren las Normas Técnicas para este sistema estructural igual a $\delta_{daño} = 0.4\%$ para la revisión por limitación de daños e igual a $\delta_{colapso} = 1.5\%$ en la revisión para seguridad contra colapso.

En la gráfica, no se incluyeron los niveles que no presentaron fluencias que fueron básicamente los pisos superiores y en algunos casos el nivel de planta baja, pero si se reporta la distorsión última alcanzada por esos entrepisos en los análisis.

Las distorsiones de fluencia son bastante cercanas al límite que propone el reglamento, pese a que algunos entrepisos de los modelos que consideran la sobrerresistencia del material superan el 0.4% y en otros entrepisos fluyen a una distorsión menor. Las distorsiones últimas de los entrepisos intermedios de todos los modelos alcanzan magnitudes mayores al límite establecido del 1.5%. Se aprecia también en la figura 6.6 que, en general, la sobrerresistencia aumenta la distorsión en que se presenta la fluencia de los entrepisos, pero no necesariamente la distorsión última que pueden desarrollar.

Al respecto, el Apéndice A de las NTCS-04 establece la distorsión fluencia permisible igual a 0.4% sin importar el tipo de sistema estructural (porque restringe las deformaciones para no dañar a los elementos no estructurales). Por otra parte, a pesar que los límites de distorsión última sí consideran el sistema estructural, la clasificación es un esfuerzo muy generalizado, porque la revisión por colapso se establece una distorsión última permisible igual a 1.5% para marcos de acero ó concreto por igual que con base en los resultados de esta investigación no deben tener un comportamiento equivalente en el intervalo no lineal.

Así, la revisión por prevención de daños se ven francamente superada en los pisos intermedios de los modelos si se considera la distorsión de entrepiso (desplazamientos laterales de pisos consecutivos entre la altura de entrepiso). Las distorsiones últimas en el 100 percentil (distorsión en el colapso) son superiores que el límites propuesto igual $\delta_u = 1.5\%$ (figura 6.3), pero son mucho más parecidas a los resultados de la media más la desviación estándar (84 percentil), lo que significaría el Reglamento exige conservadoramente modelos más rígidos asociados a distorsiones últimas inciertas.

El promedio de las distorsiones de entrepiso obtenidas en cada análisis se enuncian en la tabla 6.2, sin considerar las magnitudes del primer entrepiso por su condición de apoyo. Los resultados de las distorsiones de fluencia denotan dependencia en la altura, de manera que (en conformidad con esta tendencia) el límite propuesto ($\delta_{y\text{ perm}} = 0.40\%$) se satisface en edificios altos y queda limitado en modelos de mediana y baja altura.

Tabla 6.2. Promedio de las distorsiones de entrepiso (%) obtenidas en los análisis

Modelo	Distorsión de fluencia	Distorsión última
<i>Ch10_56</i>	0.417	1.410
<i>Ch10_56a</i>	0.435	1.428
<i>Ch14_61</i>	0.385	1.324
<i>Ch14_61a</i>	0.432	1.433
<i>Ch18_69</i>	0.296	1.328
<i>Ch18_69a</i>	0.311	1.409

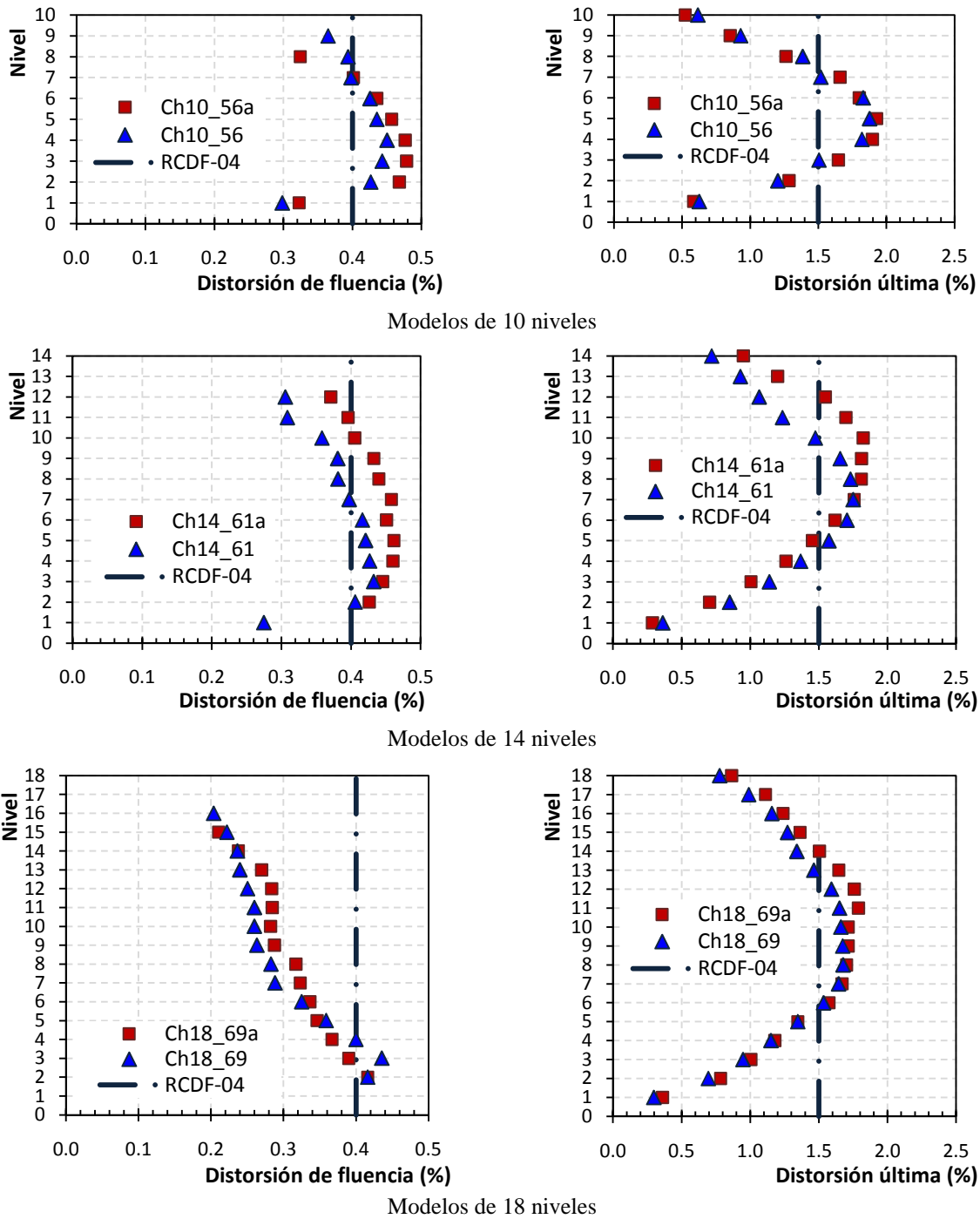


Figura 6.6. Envolventes de respuesta de deformación de los modelos de 10, 14 y 18 niveles

Si este límite no queda satisfecho, significa que el daño inicial en los elementos estructurales iniciará posterior al proyectado desde la etapa elástica, pero estará asociado al daño de elementos no estructurales. En cambio, si se satisface prematuramente (como en el modelo *Ch18_69*), significa que el daño en la estructura se presentará antes de lo previsto. El promedio de las distorsiones reportadas en la tabla 6.2 es igual a $\delta_{y\text{ prom}} = 0.379$, que es bastante similar al límite vigente.

Por otra parte, no se observa alguna tendencia en el promedio de las distorsiones últimas reportadas con magnitudes que satisfacen el requisito impuesto. Estos resultados indican que el límite de las Normas Técnicas no es conservador, ya que el colapso de la estructura se presentará a magnitudes de deformación menores a las proyectadas en la etapa elástica. El promedio de las distorsiones últimas reportadas en la tabla 6.2 igual a $\delta_{u\text{ prom}} = 1.389$, por lo que con base en estos resultados parece adecuado proponer una disminución en la distorsión permisible de la revisión del estado límite ante colapso a 1.40%.

En la figura 6.7 se presentan las ductilidades de entrepiso alcanzadas en los análisis. Debido a que la envolvente de respuesta de desplazamiento entre ambos modelos es bastante similar, se obtienen ductilidades de entrepiso con magnitudes muy parecidas. En la gráfica se ha incluido la ductilidad global de diseño obtenida con la metodología propuesta en este trabajo igual a $Q_{10} = 3.0$ para los modelos de 10 niveles, igual a $Q_{14} = 2.33$ para los modelos de 14 niveles, e igual a $Q_{18} = 2.0$ en los modelos de 18 niveles.

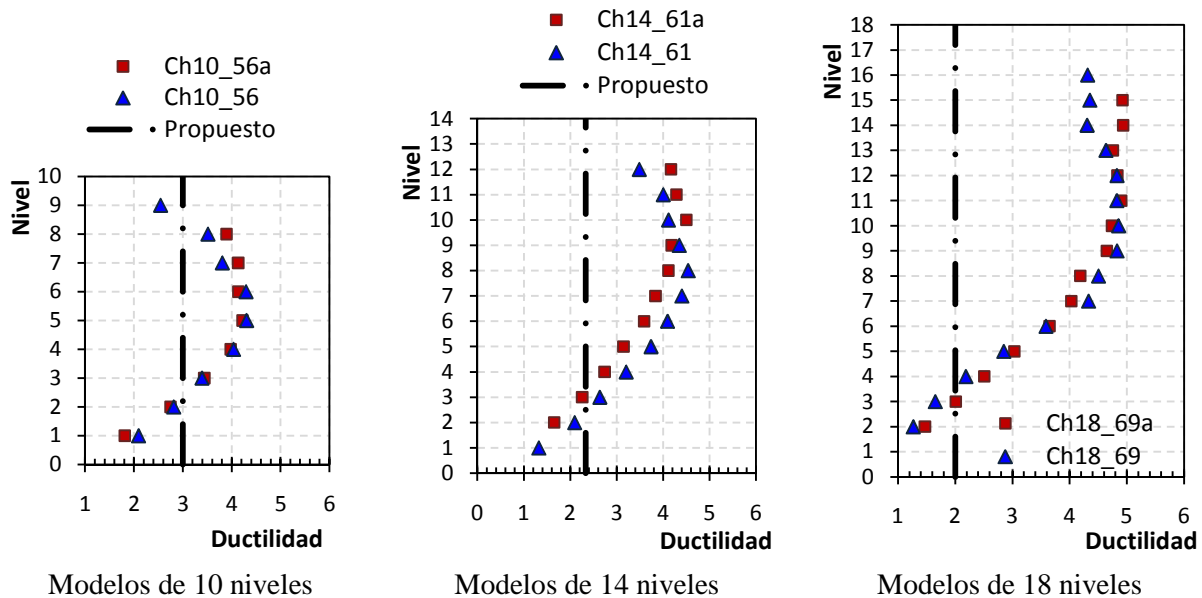


Figura 6.7. Ductilidad de entrepiso de los modelos estudiados

6.2.4. Curvas cortante - distorsión

Los resultados presentados hasta el momento dan referencia del comportamiento de cada uno de los entresijos que conforman los modelos, pero esto no significa que el comportamiento global deba estar supeditado a las magnitudes de deformación o ductilidades forzosamente.

Por esta razón, a fin de contar con un panorama global del comportamiento de los edificios estudiados, en la figura 6.8 se incluyen las curvas cortante – distorsión de los modelos de 10, 14 y 18 niveles con esfuerzo de fluencia teóricos y los modelos con la sobrerresistencia del material. En ellas, se graficó el cortante normalizado con el peso total de la estructura contra la distorsión global en porcentaje obtenida con la deformación en la azotea y la altura total de cada modelo. Adicionalmente, en la figura se incluye la curva bilineal idealizada para evaluar la rigidez elástica del edificio y la rigidez post-fluencia.

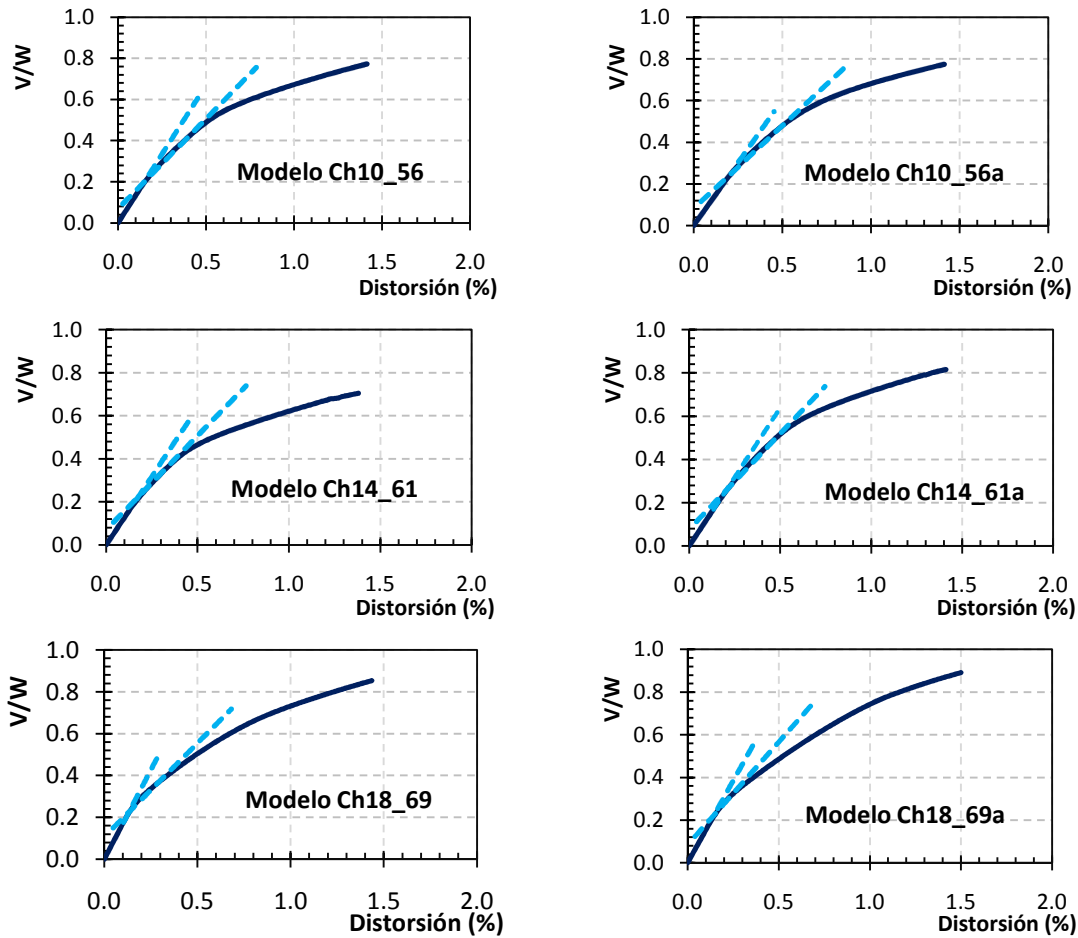


Figura 6.8. Curvas globales cortante – distorsión de los modelos

Por otra parte, en las figuras 6.9, 6.10 y 6.11, se presentan las curvas cortante contra distorsión en porcentaje de los entrepisos que conforman los modelos analizados de los modelos de 10, 14 y 18 niveles se analizaron con los esfuerzos de fluencia nominales del acero con fines ilustrativos.

En las gráficas, el cortante se presenta normalizado con el peso total del modelo, mientras que la distorsión global se determinó considerando la deformación en el último entrepiso entre la altura total del modelo.

La configuración de las curvas entre modelos de iguales alturas es bastante similar. En general, los modelos con mayores esfuerzos de fluencia (por la sobrerresistencia del material) soportan magnitudes de deformaciones ligeramente superiores a sus análogos que se analizaron con los esfuerzos nominales del acero.

En la tabla 6.3 se presentan las características de las curvas cortante – distorsión obtenidas de los análisis realizados, mientras que en la tabla 6.4 se enuncian las características de la curva bilineal idealizada. Las distorsiones de fluencia y las distorsiones últimas de las curvas globales en todos los casos son significativamente menores que el límite propuesto en las Normas Técnicas igual a 0.4% y 1.5% respectivamente.

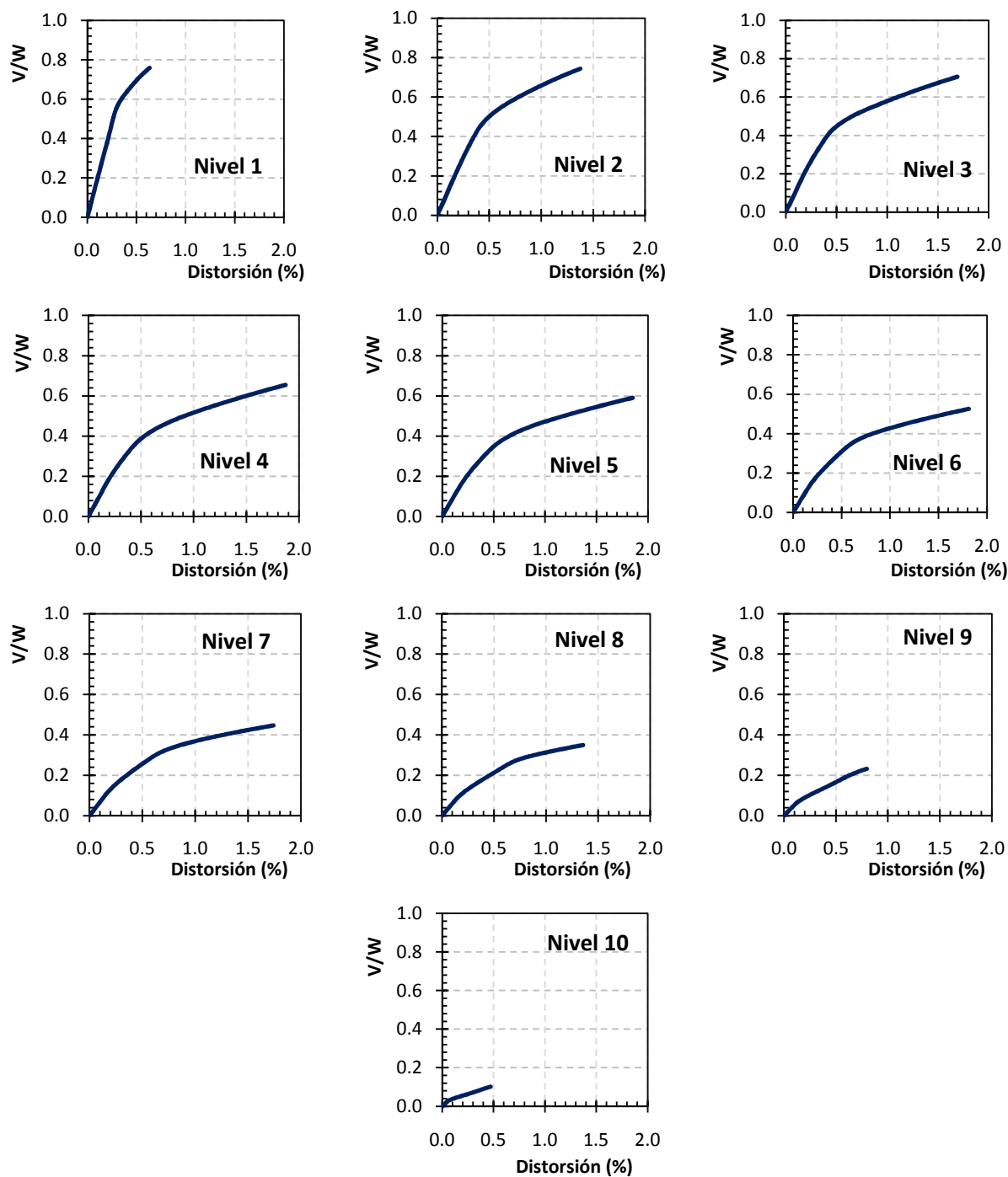


Figura 6.9. Curvas cortante distorsión de los entresijos del modelo Ch10_56

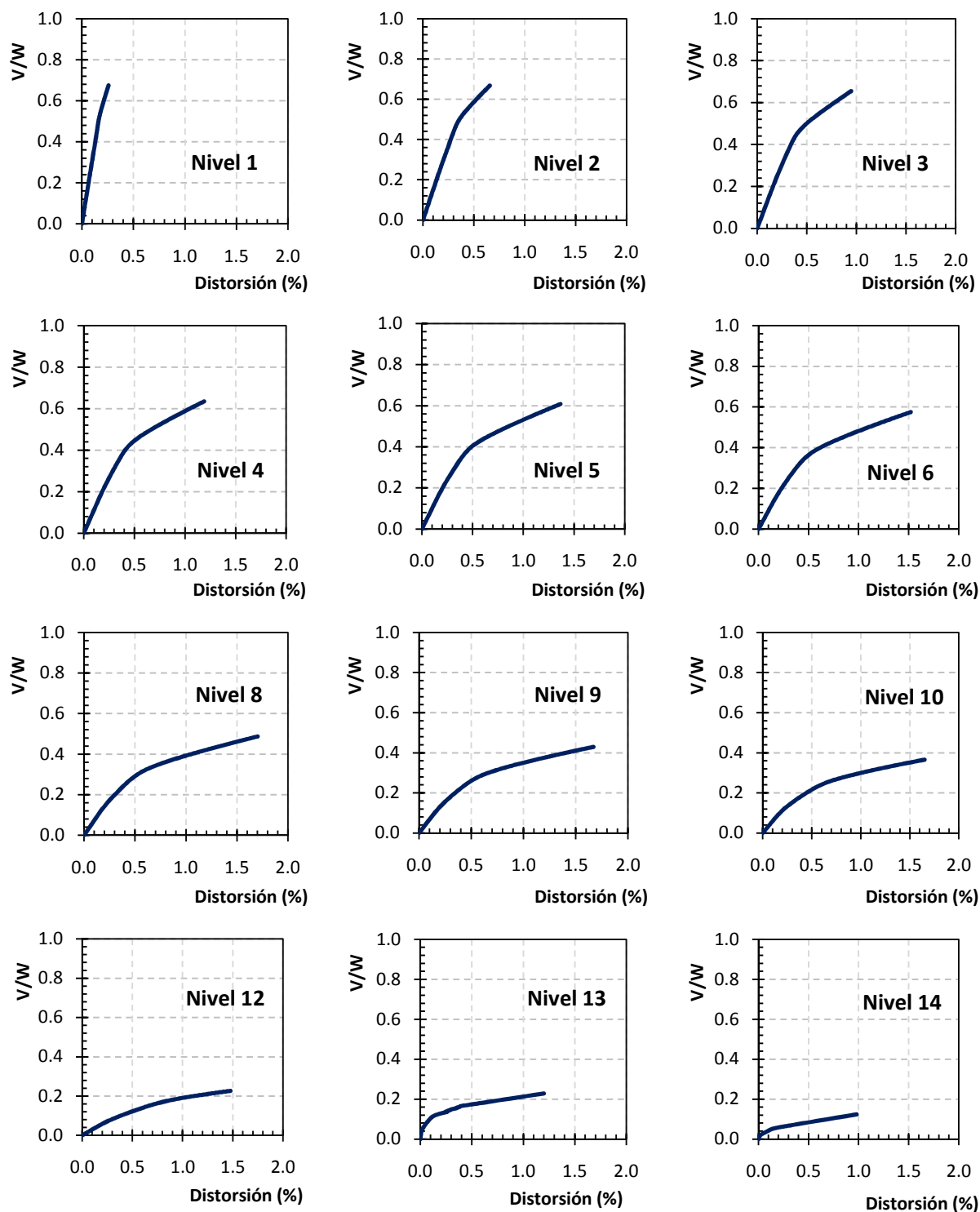


Figura 6.10. Curvas cortante distorsión de los entresijos del modelo Ch14_61

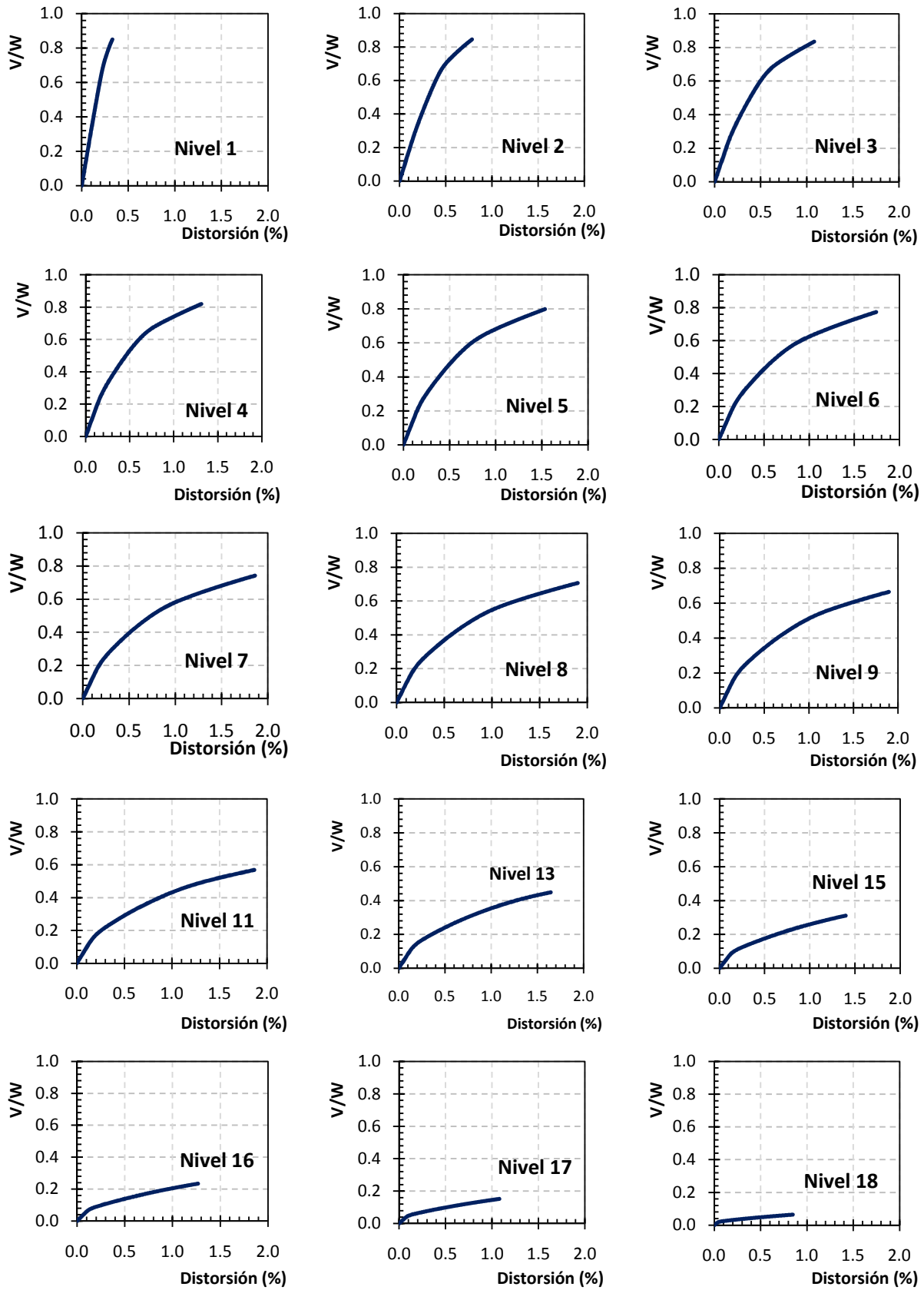


Figura 6.11. Curvas cortante distorsión de los entrepisos del modelo Ch18_69

En general, los modelos que consideran esfuerzos de fluencia afectados por un factor para evaluar con mayor certidumbre la sobrerresistencia asociada al material (*Ch10_56a*, *Ch16_61a* y *Ch18_69a*) reportan ductilidades Q menores que los modelos realizados con esfuerzos de fluencia teóricos. Lo anterior implica que si se ignora esta sobrerresistencia del material en los análisis, se podrían estar modelando estructuras para ductilidades teóricas superiores a las que verdaderamente podrían desarrollar la estructura.

Tabla 6.3. Características de las curvas obtenidas en los análisis

Modelo	<i>Ch10_56</i>	<i>Ch10_56a</i>	<i>Ch14_61</i>	<i>Ch14_61a</i>	<i>Ch18_69</i>	<i>Ch18_69a</i>
Distorsión de fluencia (%)	0.171	0.186	0.174	0.184	0.183	0.199
Distorsión última (%)	1.429	1.486	1.394	1.410	1.413	1.468
Cortante de fluencia, V_f/W	0.150	0.129	0.221	0.221	0.144	0.216
Cortante último, V_u/W	0.776	0.774	0.712	0.815	0.847	0.887
Ductilidad, Q	8.332	8.005	8.033	7.675	7.740	7.394
Sobrerresistencia, R	5.182	5.978	3.217	3.682	5.866	4.098

Las magnitudes de ductilidad y sobrerresistencia obtenidos de las curvas bilineales son menores que las que se obtienen de las curvas de los análisis, porque se establecen a partir del punto de intersección de la pendiente de fluencia y la pendiente post-fluencia que está asociada a magnitudes mayores que el punto de fluencia de la curva.

Tabla 6.4. Características de las curvas bilineales

Modelo	<i>Ch10_56</i>	<i>Ch10_56a</i>	<i>Ch14_61</i>	<i>Ch14_61a</i>	<i>Ch18_69</i>	<i>Ch18_69a</i>
Distorsión de fluencia (%)	0.186	0.197	0.184	0.194	0.190	0.205
Distorsión última (%)	1.429	1.486	1.394	1.410	1.413	1.468
Cortante de fluencia, V_f/W	0.210	0.196	0.202	0.182	0.261	0.253
Cortante último, V_u/W	0.776	0.774	0.712	0.815	0.847	0.887
Ductilidad, Q	7.691	7.552	7.587	7.271	7.443	7.178
Sobrerresistencia, R	3.702	3.940	3.526	4.477	3.238	3.504

En lo que se refiere a la sobrerresistencia obtenida, los resultados de baja altura (periodos más cortos) reportan magnitudes de sobrerresistencia mayores que disminuyen con el aumento en la altura con magnitudes superiores a $R > 3.2$, con un promedio de magnitudes igual a $R_{prom} = 4.67$.

Por otra parte, los resultados denotan una ligera disminución en la altura de la ductilidad alcanzada por los modelos, que coincide con los resultados obtenidos en la primera parte de esta investigación.

6.2.5. Instantáneas de fluencia

En las figuras 6.12, 6.13 y 6.14 se presentan las instantáneas de fluencia unos pasos después del inicio del comportamiento inelástico, en algún punto intermedio y en el final del análisis realizado a los modelos *Ch10_56*, *Ch14_61* y *Ch18_69*.

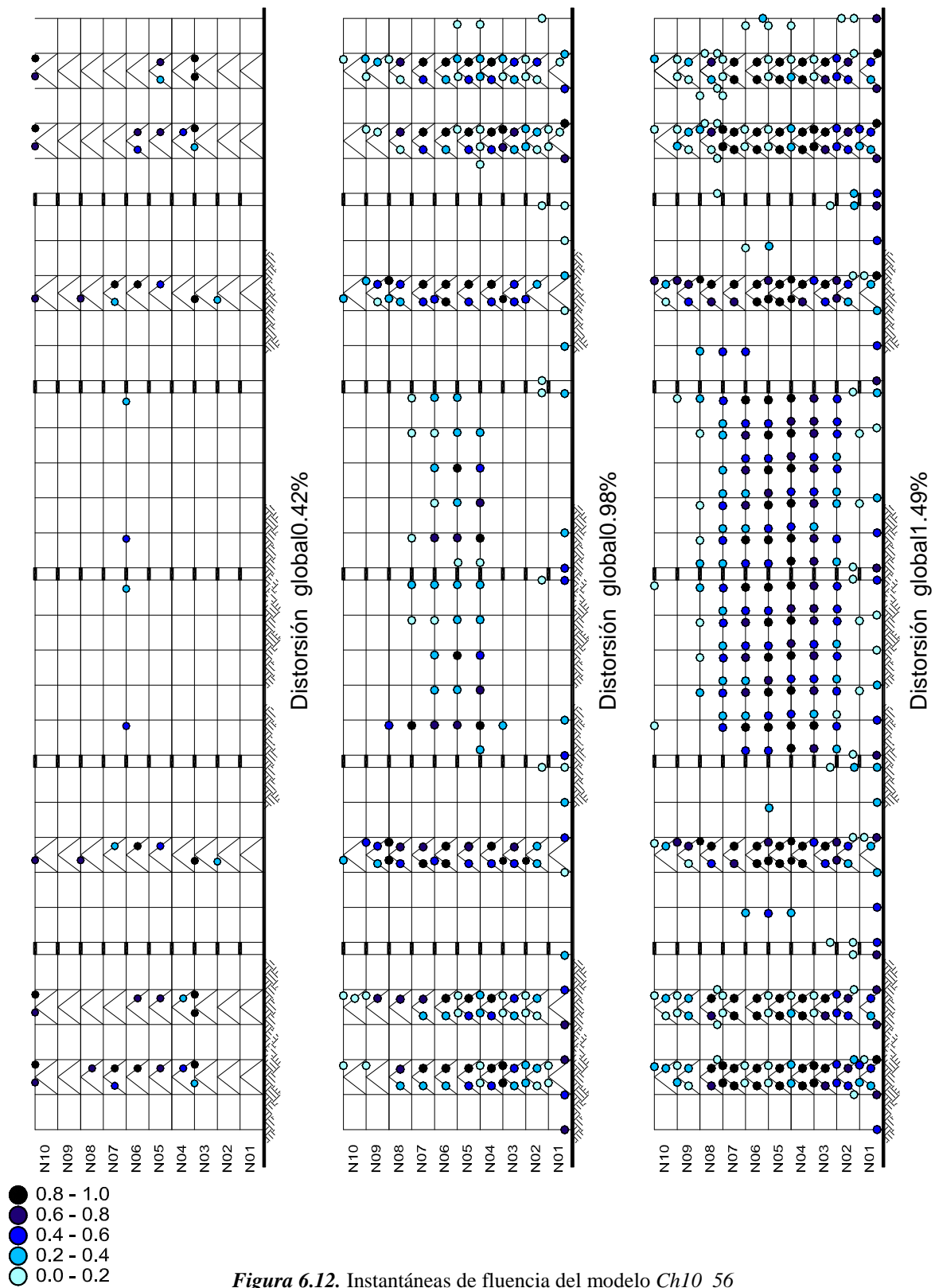
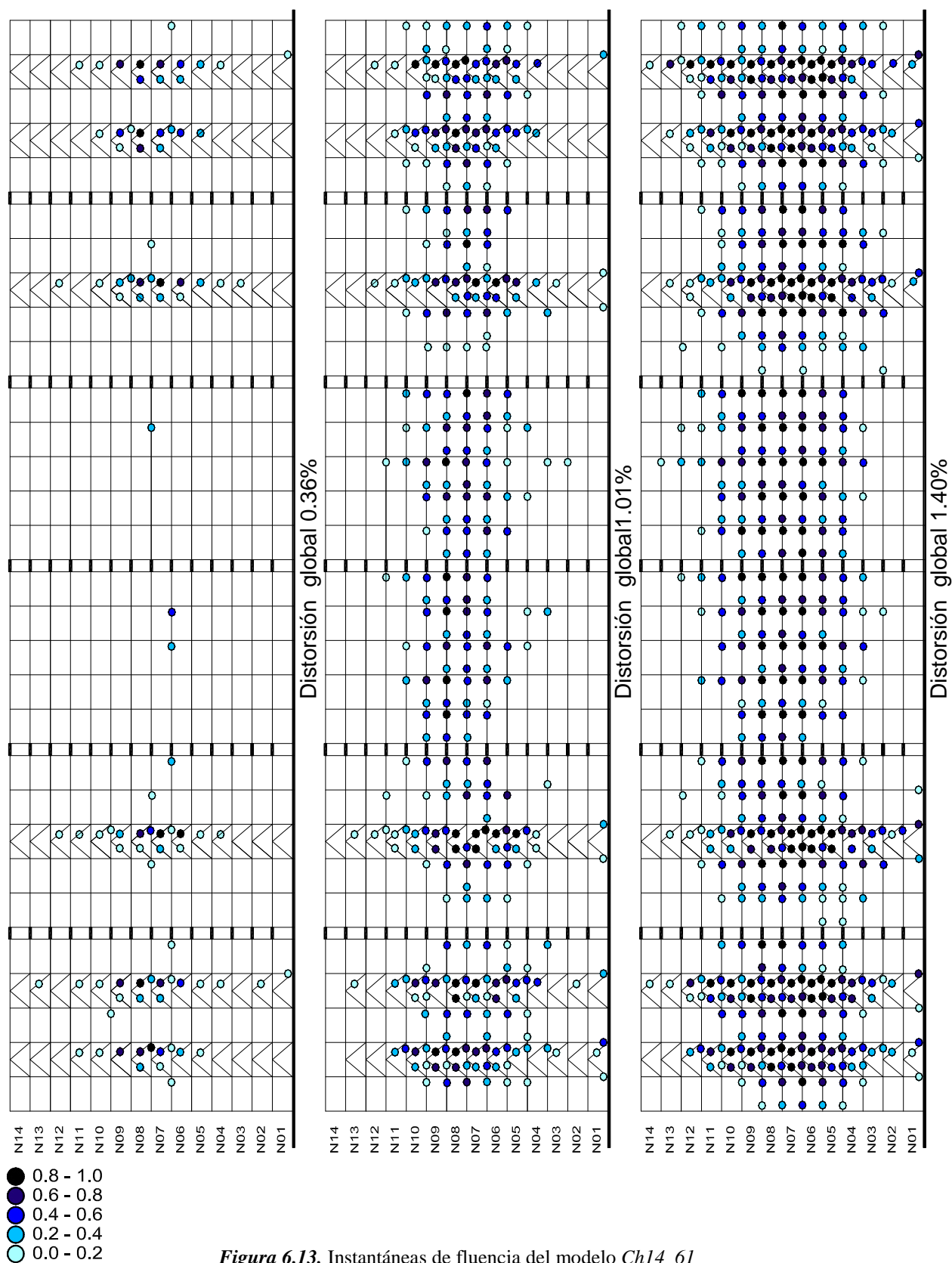


Figura 6.12. Instantáneas de fluencia del modelo Ch10_56



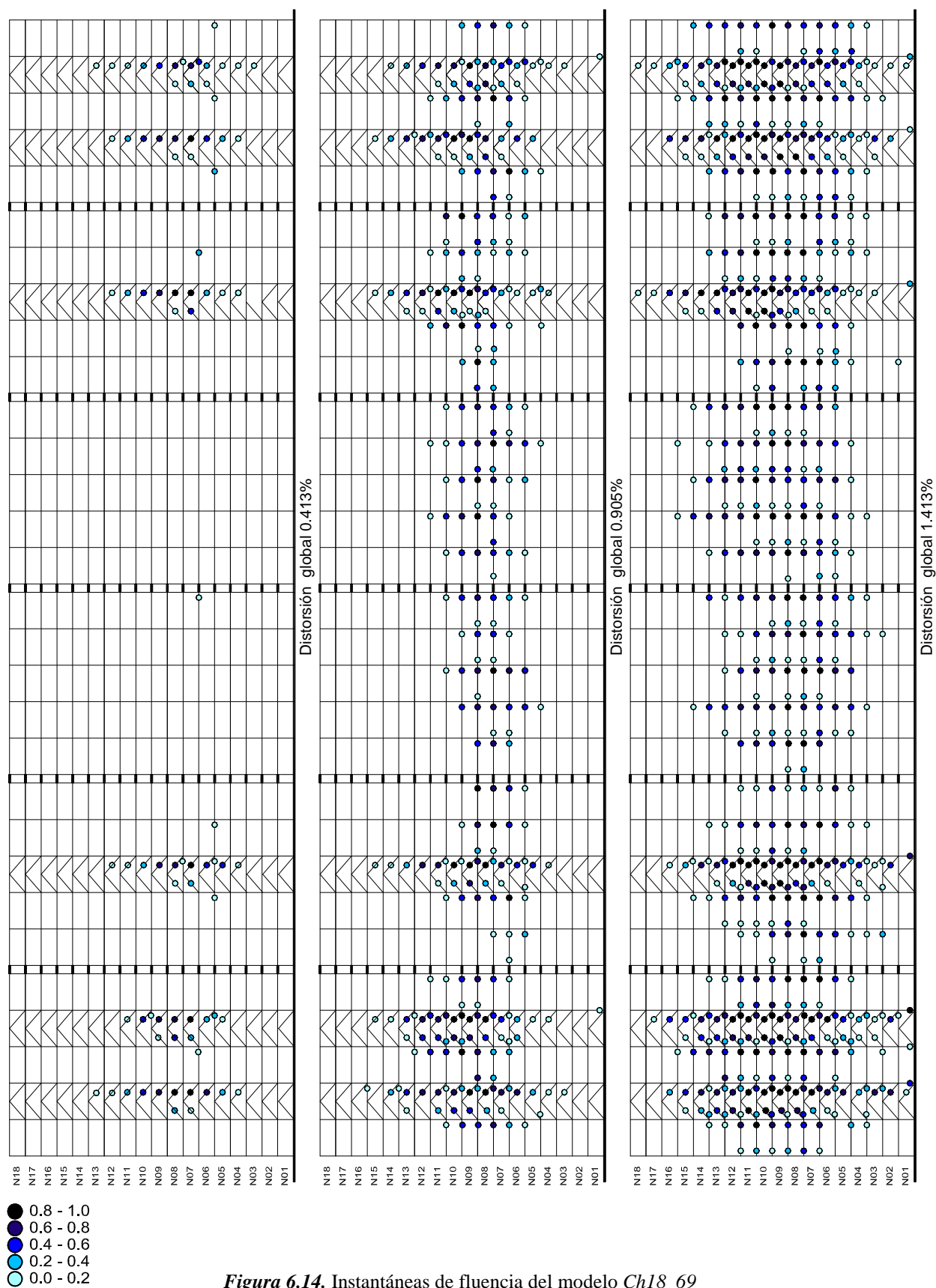


Figura 6.14. Instantáneas de fluencia del modelo Ch18_69

La secuencia de los mecanismos obtenidos en los tres modelos concuerda aceptablemente bien con la suposición de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil con una adecuada distribución en la altura de la respuesta inelástica.

Los entrepisos superiores se conservan prácticamente elásticos, mientras que las respuestas máximas se presentan en los pisos intermedios que inicia con la plastificación por pandeo de los contravientos con nulo daño en las columnas de los entrepisos, salvo en planta baja como se esperaba.

6.3. Espectros de demanda de ductilidad

Con base en los análisis, se determinaron las curvas bilineales globales idealizadas asociadas a los modelos para seleccionar los acelerogramas que ocasionen las mayores demandas sísmicas, a partir de utilizar espectros de demandas de ductilidad (Tena 1998, Tena-Colunga 2001).

El concepto de espectro de demandas de ductilidad es una variación del espectro no lineal de ductilidad ó espectro de isoductilidades. En los espectros no lineales de ductilidad se determinan envolventes de isoductilidades para sistemas de un grado de libertad ante una excitación dada y un comportamiento histerético postulado. Este planteamiento es considerado por los reglamentos internacionales de diseño sísmico para emitir recomendaciones que acoten las demandas de ductilidad que los sistemas estructurales pueden desarrollar (Tena 1998).

En los espectros de isoductilidades se relacionan las respuesta máximas (usualmente la aceleración, pero podrían evaluarse velocidades y desplazamientos), de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una ductilidad preestablecida. Sin embargo, el concepto de espectros no lineales de ductilidad supone que la respuesta no lineal de las estructuras puede ser aproximada con la respuesta de sistemas equivalentes de un grado de libertad, lo que no ha sido plenamente demostrado ni se cumple para la generalidad de las estructuras, sobre todo para las más irregulares. Asimismo, es debatible que se determine la ductilidad global de la estructura antes que otros parámetros significativos como la capacidad última ante carga lateral. Además, se pueden presentar variaciones importantes en la resistencia lateral requerida para alcanzar una ductilidad determinada en sistemas comprendidos en el intervalo de periodos de mayor interés para el diseño de estructuras (Tena 1998).

Por otra parte, los espectros de demandas de ductilidad son una variación del espectro no lineal de ductilidad (isoductilidades). En ellos, se relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias (Tena 1998).

6.3.1. Rigideces elásticas y rigideces post-fluencia

En esta investigación, la capacidad de la estructura se evaluó con análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente, mientras que el periodo de la estructura se determinó mediante un análisis modal espectral como se ilustró en los capítulos anteriores. Una vez determinada la capacidad sismo – resistente última de la estructura y su periodo fundamental, se pueden identificar los acelerogramas para los que la estructura sería más demandada para una demanda de ductilidad dada.

Por esta razón, en las curvas globales cortante – distorsión se ha incluido la curva idealizada bilineal de los modelos para distinguir el cortante de fluencia (V_y), el cortante último (V_u), la rigidez inicial (k_1) y la rigidez del modelo post – fluencia (k_2), así como la proporción entre ambas (k_2/k_1). De manera que k_1 se determina como se ilustra en la ecuación 6.1, mientras que k_2 se calcula con la ecuación 6.2.

$$k_1 = \frac{V_y/W}{u_y} \quad (6.1)$$

$$k_2 = \frac{V_u/W - V_y/W}{u_u - u_y} \quad (6.2)$$

En las ecuaciones anteriores, V_y/W es el cortante normalizado que se presenta en el cruce de las rectas de la curva idealizada, V_u/W es el cortante último obtenido en el análisis, mientras que u_y la distorsión en el cruce de las rectas de la curva bilineal y u_u la distorsión asociada al cortante último.

El desplazamiento de fluencia u_y se determinó evaluando el cambio de pendiente entre puntos consecutivos en la pendiente post-fluencia k_1 , mientras que el desplazamiento último u_y se determinó considerando las rotaciones y acortamientos reales que pueden soportar las secciones estructurales propuestas siguiendo el procedimiento propuesto por Kemp (1996) y que se detalla en Tapia (2005).

La proporción entre la rigidez elástica k_1 contra la rigidez post-fluencia k_2 de los entrepisos de los modelos se enuncia en la figura 6.15, sin reportar los entrepisos que no fluyeron.

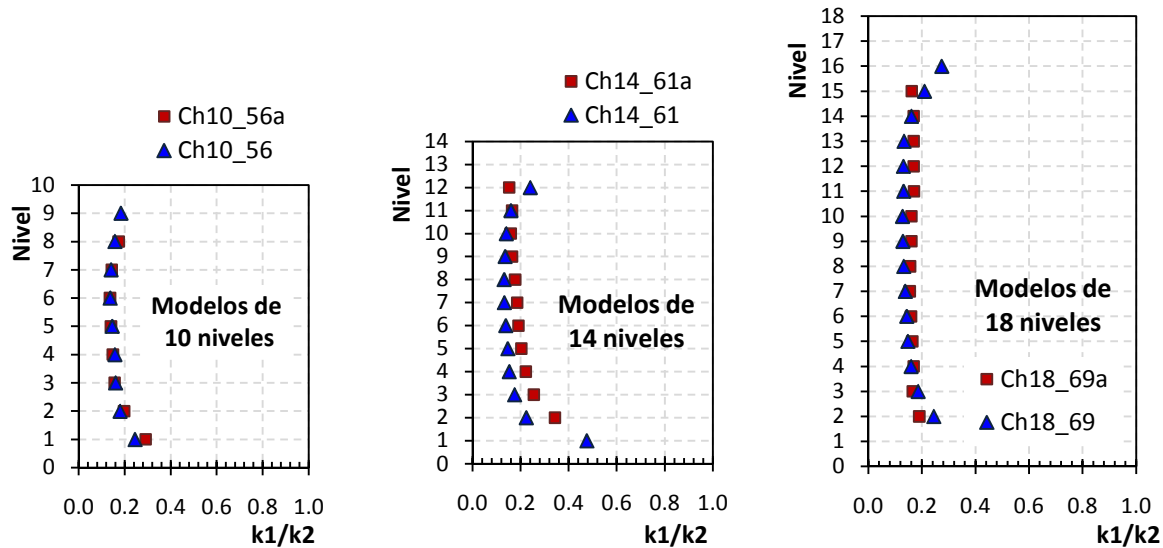


Figura 6.15. Proporción entre la rigidez elástica y la rigidez post – fluencia en los modelos analizados.

En la tabla 6.5, se muestran las magnitudes características de las curvas idealizadas para obtener los espectros de demanda de ductilidad a partir de las curvas globales cortante normalizado – distorsión global presentadas con anterioridad.

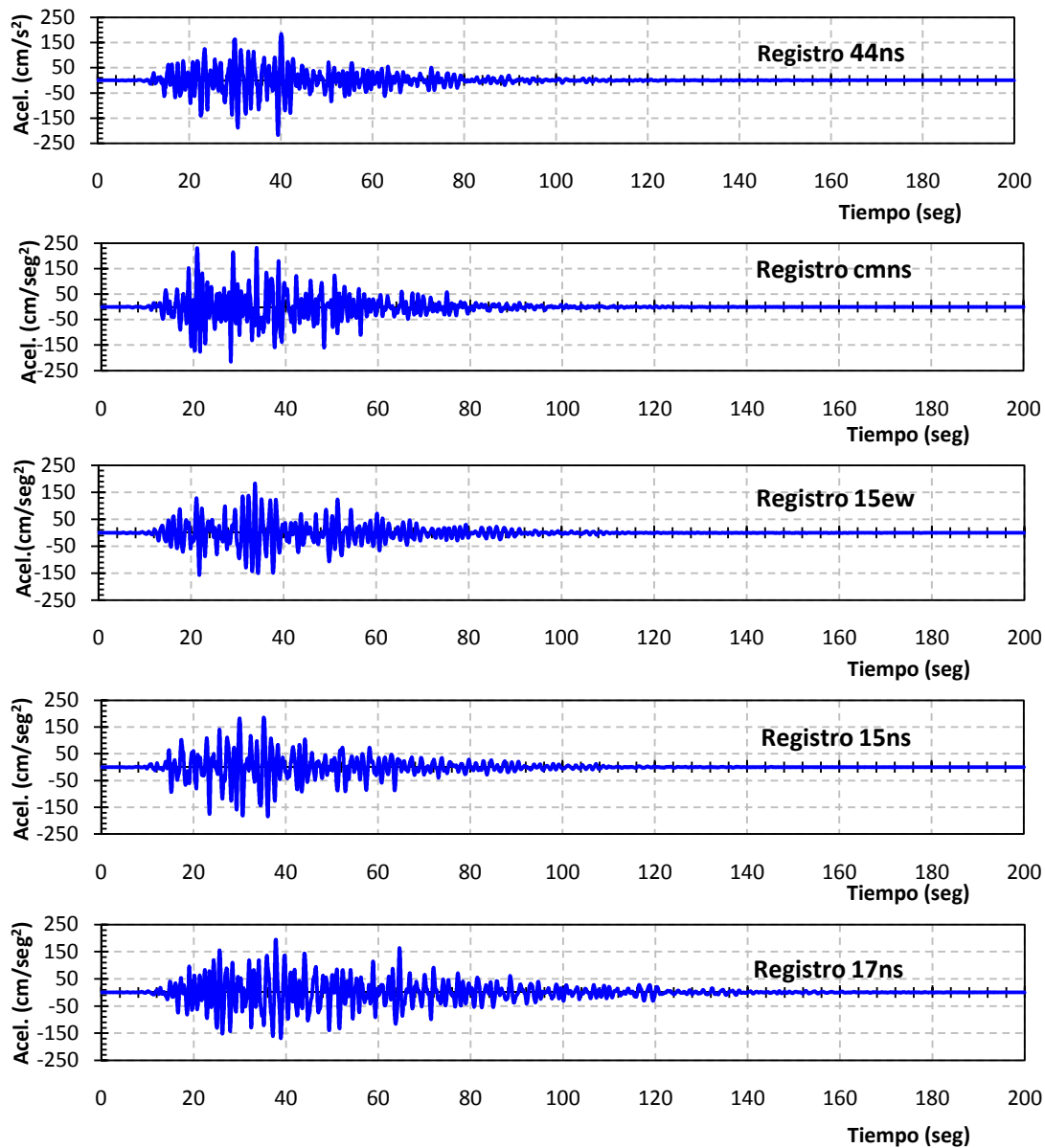
Tabla 6.5. Rigideces de la curva idealizada obtenidas en los análisis.

Concepto	Modelo <i>Ch10_56</i>	Modelo <i>Ch10_56a</i>	Modelo <i>Ch14_61</i>	Modelo <i>Ch14_61a</i>	Modelo <i>Ch18_69</i>	Modelo <i>Ch18_69a</i>
Rigidez inicial, k_1	1.128	0.999	1.099	0.939	1.378	1.237
Rigidez post-fluencia, k_2	0.458	0.448	0.422	0.520	0.478	0.502
Proporción entre rigideces, k_2/k_1	0.4078	0.4488	0.3965	0.5646	0.3413	0.3994

6.3.2. Acelerogramas sintéticos

Los acelerogramas considerados en esta sección (figura 6.16) fueron generados por Godínez (2010) y se seleccionaron por tener características similares al sismo máximo contemplado para la subzona *IIIa* en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con el que diseñaron los modelos, de manera que éstos representan el peligro sísmico para la zona en estudio.

Todos los registros tienen una duración de 200 segundos con un intervalo de 0.02 segundos, con excepción del registro *s84*, que fue generado por Pérez Rocha en un estudio previo, y que tiene una duración de 245.76 seg con un intervalo de 0.06 segundos.



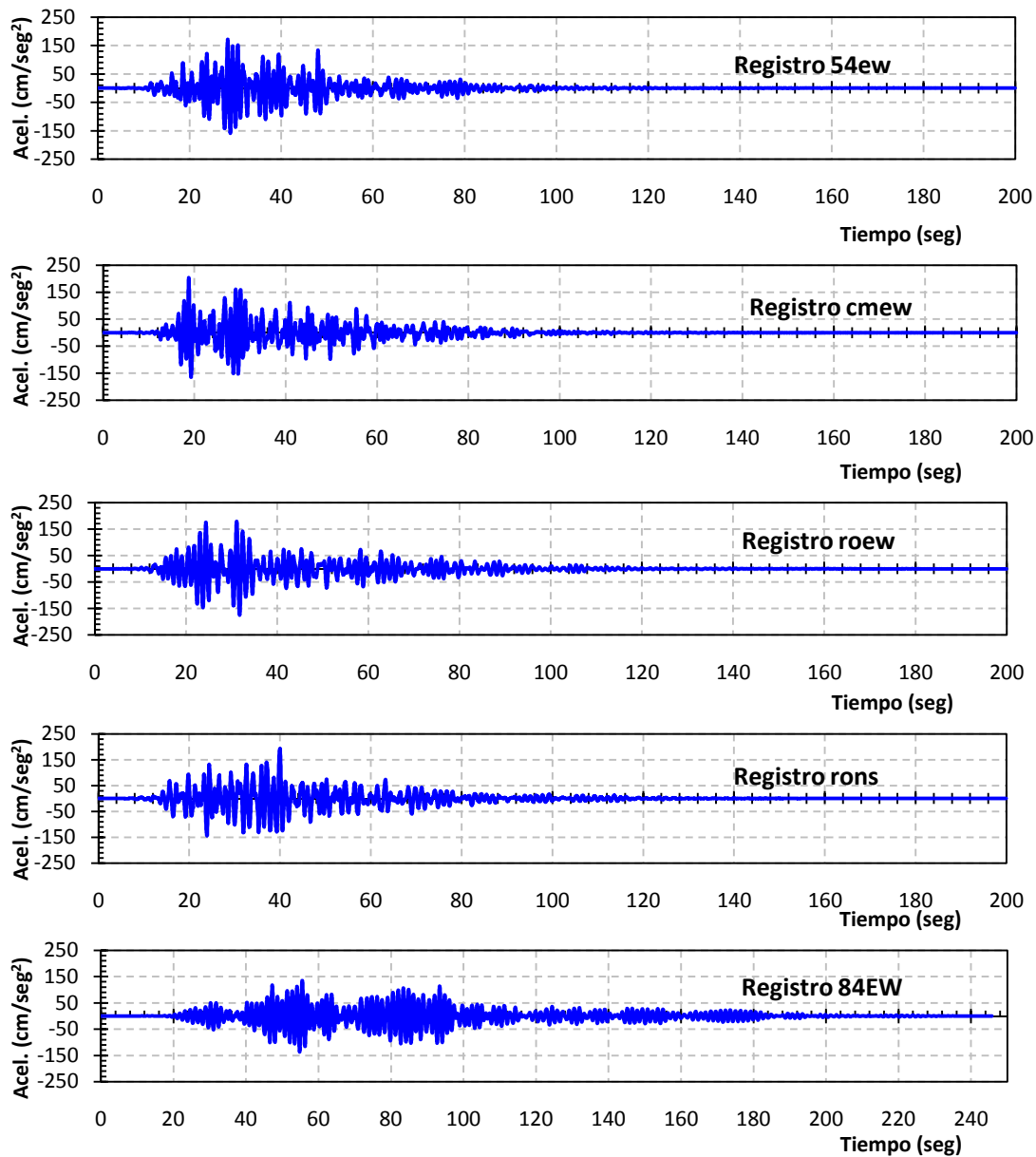


Figura 6.16. Acelerogramas considerados en este estudio

En la figura 6.17, se compara el espectro de respuesta elástico de cada registro contra el espectro de diseño elástico de la subzona *IIIa*, que se comentó en el capítulo IV durante la etapa de diseño de los modelos. Con esto, se demuestra que los acelerogramas sintéticos se ajustan razonablemente bien con el peligro sísmico considerado en las Normas Técnicas (apartado 3, NTCS-04). Finalmente, en la tabla 6.6 se enuncian las aceleraciones máximas en cada dirección y la magnitud normalizada con la aceleración de la gravedad de los registros considerados.

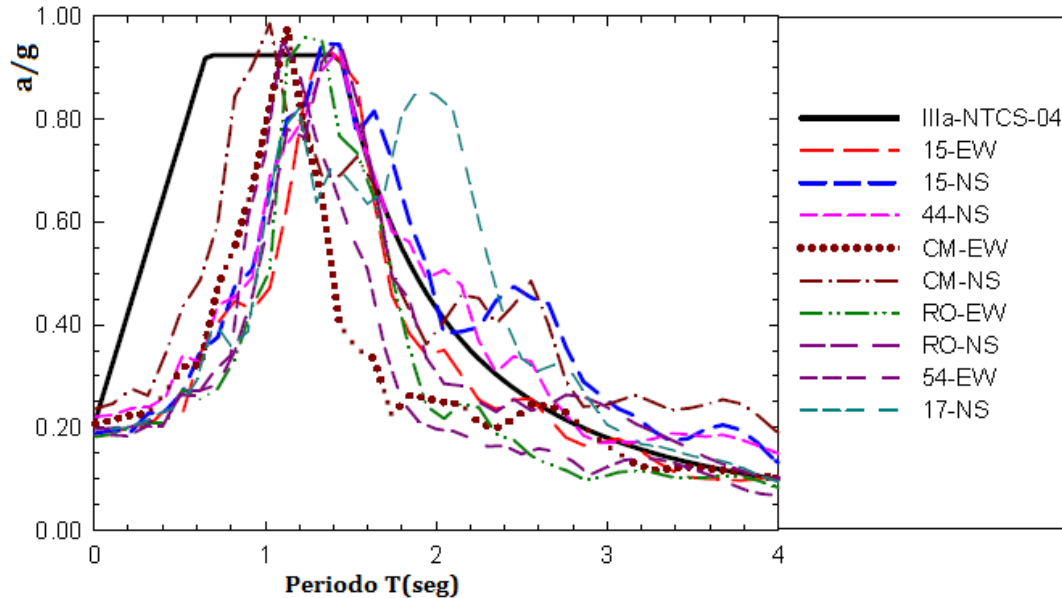


Figura 6.17. Espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos y el espectro de diseño elástico (adaptada de Godínez 2010)

Tabla 6.6. Características de los acelerogramas considerados

Registro	Dirección norte - sur		Dirección este – oeste	
	Aceleración máxima $S_{a\ max}$ (cm/s^2)	$S_{a\ max}/g$	Aceleración máxima $S_{a\ max}$ (cm/s^2)	$S_{a\ max}/g$
15	183	0.947	185	0.951
44	—	—	217	0.911
CM	203	0.929	232	0.977
RO	179	1.007	193	0.948
54	171	0.973	—	—
17	—	—	194	0.875

6.3.3. Espectros de los modelos estudiados

En las figuras 6.18 y 6.19 se incluyen los espectros de demandas de ductilidad de los modelos de 10 niveles considerando los diez registros comentados anteriormente, mientras que las figuras 6.20 y 6.21 ilustran los espectros para los modelos de 14 pisos y por último, los espectros de los modelos de 18 pisos se incluyen en las figuras 6.22 y 6.23.

La mayoría de los acelerogramas disponibles tienen magnitudes máximas que no coinciden perfectamente con el periodo fundamental de cada estructura ($T_{10}= 0.721$ seg, $T_{14}= 1.209$ seg y $T_{18}= 1.590$ seg). De manera general, los modelos de 10 niveles se ubican en la rama ascendente de los espectros, cuya degradación de rigidez durante los análisis dinámicos no lineales podría ocasionar que se relacionen con las mayores demandas. Los modelos de 14 niveles están muy cercanos a las magnitudes máximas, mientras que los modelos de 18 niveles se encuentran en la rama descendente.

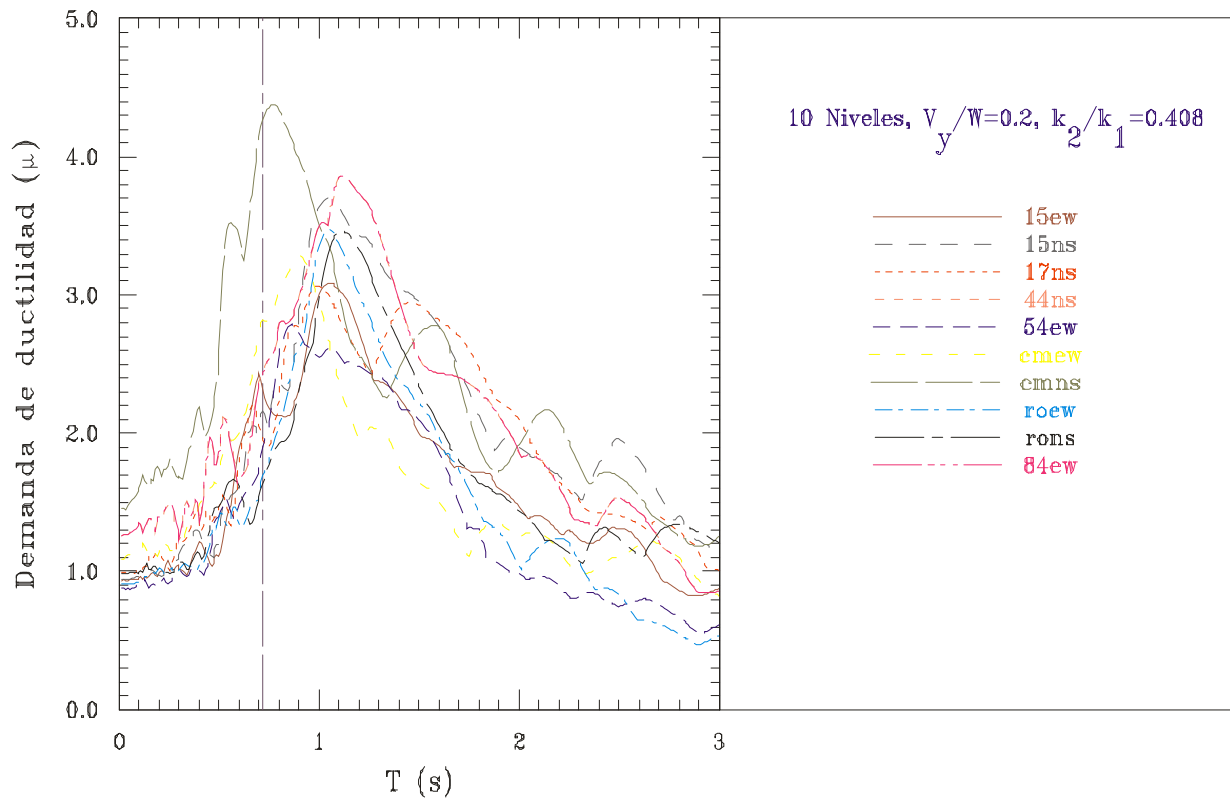


Figura 6.18. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch10_56

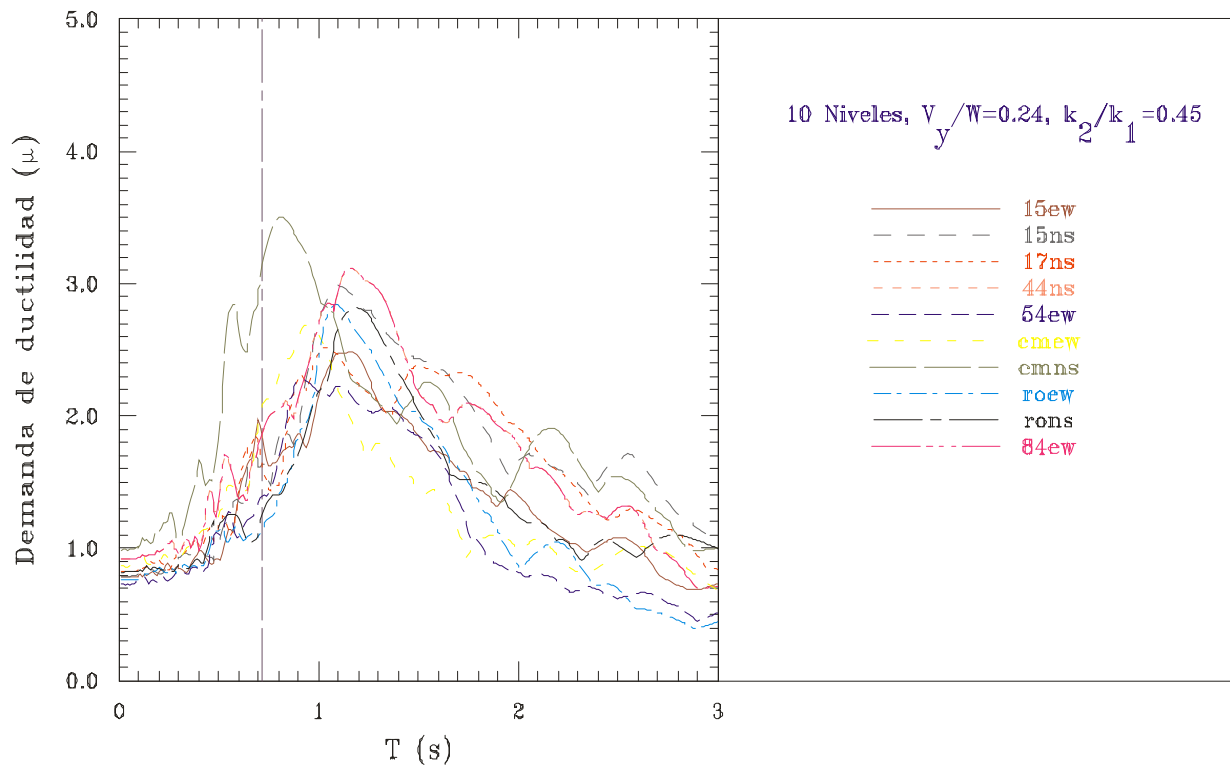


Figura 6.19. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch10_56a

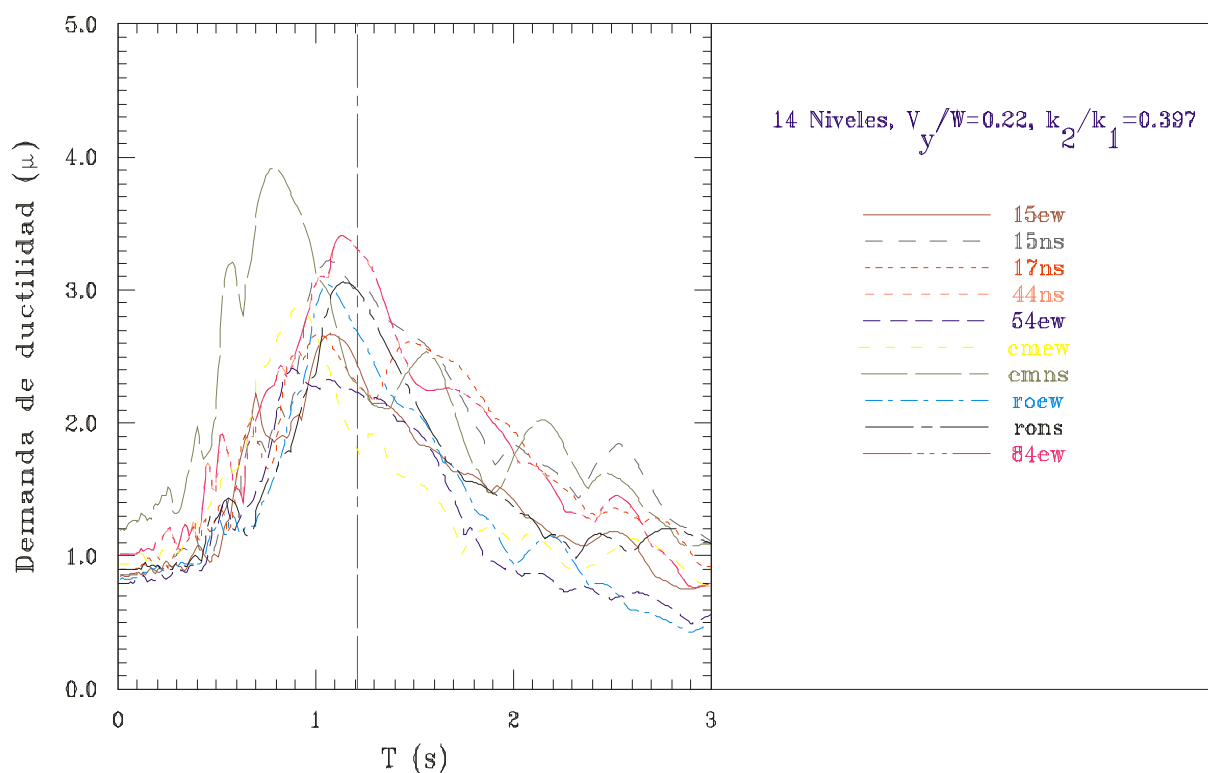


Figura 6.20. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch14_61

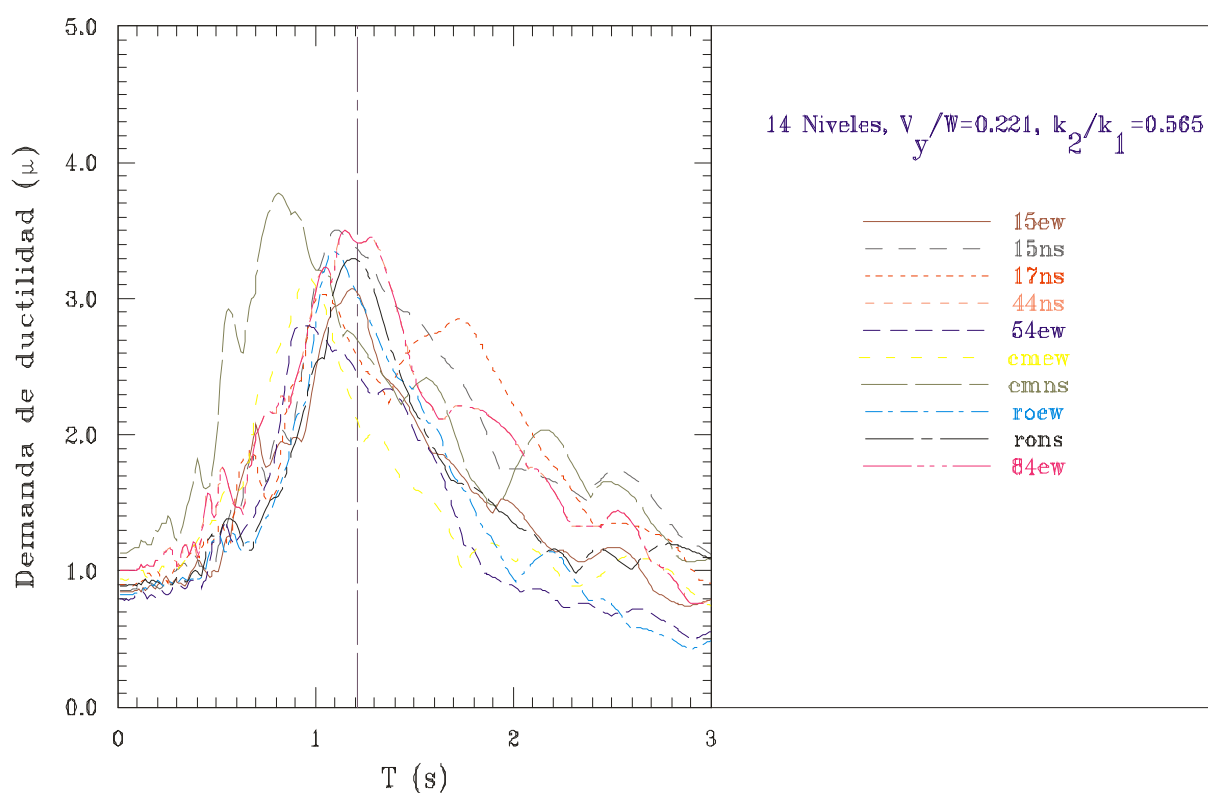


Figura 6.21. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch14_61a

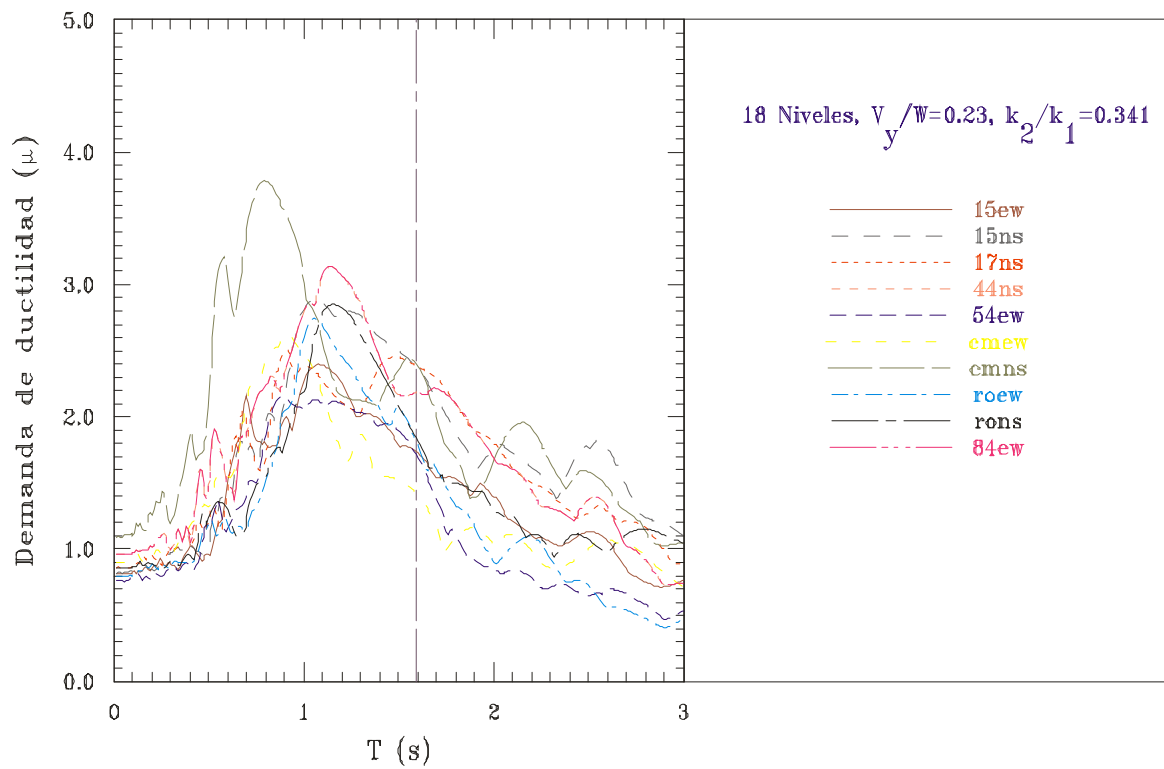


Figura 6.22. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch18_69

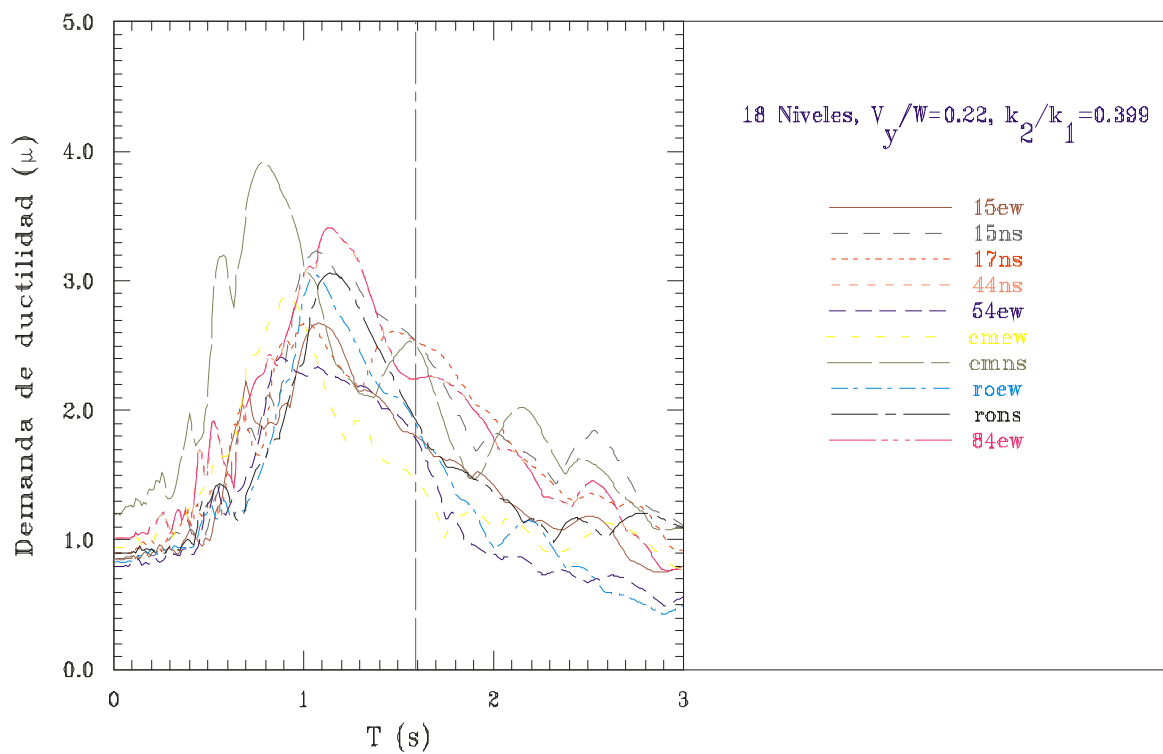


Figura 6.23. Espectros de demanda de ductilidad del modelo Ch18_69a

En la tabla 6.7 se presentan las demandas de ductilidad máximas obtenidas en el espectro de demanda para cada acelerograma en estudio asociadas al periodo fundamental de cada uno de los seis modelos estudiados.

Tabla 6.7. Demandas de ductilidad máxima de los modelos en estudio

Registro	Ch10_56	Ch10_56a	Ch14_61	Ch14_61a	Ch18_69	Ch18_69a
15ew	2.32	1.85	2.47	3.04	1.74	1.81
15ns	2.16	1.64	3.03	3.36	2.38	2.54
17ns	1.95	1.62	2.32	2.58	2.39	2.54
44ns	2.44	1.86	3.32	3.41	2.19	2.25
54ew	1.89	1.40	2.24	2.46	1.72	1.79
cmew	2.82	2.09	1.84	2.11	1.43	1.47
cmns	4.27	3.14	2.29	2.70	2.40	2.50
roew	1.70	1.16	2.71	3.03	1.83	1.90
rons	1.64	1.26	3.01	3.09	1.76	1.93
84ew	2.36	2.60	3.32	3.39	2.21	2.28

Finalmente, en la figura 6.24 se presentan las demandas de ductilidad máximas de los diez acelerogramas artificiales disponibles asociados al periodo fundamental de cada estructura. Así, siguiendo este procedimiento, fue posible establecer los acelerogramas que ocasionarán mayores demandas a los edificios diseñados y que se considerarán para realizar los análisis dinámicos que se reportan en el siguiente capítulo.

La demanda de ductilidad más grande se obtuvo para el acelerograma *cmns* con una magnitud igual a 4.27, que coincide con el periodo fundamental del modelo *Ch10_56*. Por otra parte, los modelos de 14 y 18 niveles coinciden en señalar que el registro *cmew* originara las menores demandas, mientras que en los modelos de 10 niveles, se obtuvo que los registros *rons* y *roew* serían los menos demandantes.

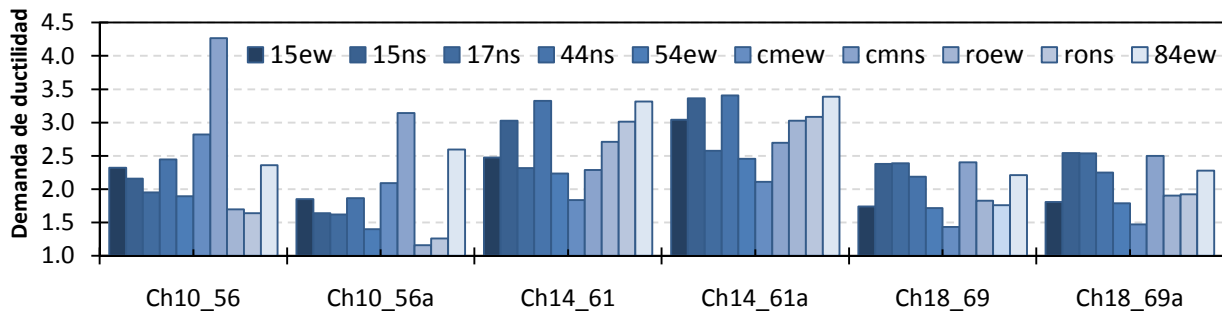


Figura 6.24. Demandas de ductilidad asociadas a los modelos estudiados

6.4. Conclusiones

En este capítulo se realizaron análisis no lineales ante carga estática monótona creciente de edificios regulares de acero con contraventeo concéntrico de 10, 14 y 18 niveles. Los modelos se habían diseñado en los capítulos anteriores siguiendo un procedimiento que pretende tener una mayor distribución de las fluencias de los elementos en la altura asociada al mecanismo de falla columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

A través de 289 certificados de laboratorio de aceros A-36 y A-572 Gr. 50 de espesores de placas entre 3/16" (0.476 cm) a 2.5" (6.35 cm), se establecieron magnitudes más realistas de su esfuerzo de fluencia, tal que para cada altura se realizaron análisis estáticos no lineales a dos modelos, uno de ellos considerando los esfuerzos de fluencia teóricos y otro con los esfuerzos de fluencia con la sobrerresistencia del material establecida de las pruebas de laboratorio.

Todos los resultados obtenidos de estos análisis se estudiaron a la mitad del análisis (50 percentil), a la mitad más una desviación estándar (84 percentil) y al final del análisis (100 percentil) y se compararon con los límites establecidos en el Reglamento de Construcciones.

Las distorsiones de entrepiso obtenidas en los análisis no lineales y los factores de concentración de distorsión se estudiaron y compararon con los planteamientos en otras investigaciones, estableciendo que los modelos diseñados con la metodología propuesta son menos propensos a desarrollar pisos débiles.

Las distorsiones de fluencia obtenidas por los modelos son bastante cercanas al límite que propone el reglamento, pese a que algunos entrepisos de los modelos que consideran la sobrerresistencia del material superan el 0.40% y en otros entrepisos fluyen a una distorsión menor. Sin embargo, el promedio de las distorsiones de entrepiso obtenidas por los modelos ($\delta_{y\text{ prom}} = 0.379\%$) establece que el límite propuesto en las Normas Técnicas es adecuado pese a una ligera dependencia de las distorsiones en la altura.

Por su parte, las distorsiones últimas en el 100 percentil (distorsión en el colapso) son superiores que el límite propuesto igual $\delta_u = 1.50\%$ en los pisos intermedios de todos los modelos y son equivalentes a la magnitud reportada en la media más la desviación estándar (84 percentil), lo que significaría que las Normas Técnicas exigen modelos más rígidos asociados a distorsiones últimas no del todo predecibles. El promedio de las distorsiones últimas de entrepiso obtenidas ($\delta_{u\text{ prom}} = 1.389\%$), sugiere una disminución del límite propuesto para seguridad contra colapso a 1.40%.

Finalmente, con los resultados de estos análisis estáticos no lineales se determinó una curva bilineal idealizada para calcular espectros de demandas de ductilidad, considerando diez acelerogramas artificiales que se seleccionaron por tener características similares a las demandas de peligro sísmico consideradas para la zona *IIIa* de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, de manera que fue posible establecer los registros que causarán las mayores demandas sísmicas a las estructuras en los análisis dinámicos no lineales que se pormenorizan en el siguiente capítulo.

Capítulo VII

Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos

RESUMEN

En este capítulo se presentan los resultados de análisis dinámicos no lineales de edificios regulares de acero con contravientos concéntricos de 10, 14 y 18 pisos ubicados en la subzona *IIIa* del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los análisis se realizaron en el programa *Opensees*, considerando los acelerogramas sintéticos asociados al espectro elástico de diseño de la subzona *IIIa* que ocasionan las mayores demandas laterales, lo que se determinó con la ayuda de espectros de demanda de ductilidad.

De acuerdo con los resultados, el comportamiento no lineal de los modelos concuerda con las suposiciones hechas desde la etapa de diseño y que tomaron en cuenta los ajustes a varios parámetros de diseño propuestos en esta investigación. Los edificios desarrollan mecanismos columna fuerte – viga débil – contraviento más débil y las sobrerresistencias y ductilidades máximas obtenidas correlacionan razonablemente bien con los valores propuestos en esta investigación para este sistema estructural específicamente.

ABSTRACT

In this chapter, the results of nonlinear dynamic analyses of regular steel buildings structured with ductile moment –resisting concentrically braced frames are reported. Ten, 14 and 18-story buildings were located in subzone *IIIa* (soft soils) of Mexico’s Federal District Code. Analyses were performed in *Opensees* considering artificial records associated to the elastic design spectrum for subzone *IIIa*, which will develop the largest lateral demands based. The selection of the artificial records was done with the help of displacement ductility demand spectra.

According to the results, the simulated nonlinear behavior of the buildings is in agreement with the initial assumptions at the design stage which included the adjustments for some design parameters as proposed in this research. Buildings developed a strong column – weak beam – weakest brace collapse mechanism and they correlated well with overstrength and ductility magnitudes proposed in this research for this specific structural system.

Capítulo VII

Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos

7.1 Antecedentes

Con base en los resultados de la primera etapa de esta investigación, se establecieron propuestas para el análisis y diseño de edificios regulares estructurados con marcos de acero contraventeados, que se calibraron y ejemplificaron en tres modelos de 10, 14 y 18 niveles (35 m, 49 m y 63 m). Estos modelos se estudiaron con análisis no lineales ante carga estática monótona creciente en el programa *Opensees* (Mazzoni *et al* 2006) para establecer los acelerogramas artificiales que causarían las mayores demandas sísmicas, a partir de espectros de demandas de ductilidad.

En este capítulo se reportan los resultados de análisis dinámicos no lineales considerando diez registros artificiales cuyas características concuerdan con el espectro de diseño propuesto para la zona *Illa*, a fin de evaluar las propuestas de diseño para edificios estructurados con marcos momento – resistentes dúctiles contraventeados establecidas en esta investigación.

En el capítulo anterior, se estimó el comportamiento de las estructuras considerando los esfuerzos de fluencia teóricos del acero A-36 ($f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$) y acero A-572 Gr. 50 ($f_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$): modelos *Ch10_56*, *Ch14_61* y *Ch14_69*. Además, se realizaron análisis adicionales aceptando esfuerzos de fluencia que consideran el promedio de los esfuerzos de fluencia tomando en cuenta los reportes de laboratorio de un conjunto de certificados de calidad: modelos *Ch10_56a*, *Ch14_61a* y *Ch18_69a*.

Así, los resultados presentados en este capítulo se concentran en los análisis dinámicos no lineales que incluyen la sobrerresistencia del material (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* y *Ch14_69a*), en busca de estimar con mayor eficacia la influencia y comportamiento final de los modelos en condiciones reales.

7.2. Curvas de histéresis

En esta sección se presentan las curvas de histéresis de los entrepisos de los modelos de diez, catorce y dieciocho niveles sometidos a los acelerogramas que en cada caso ocasionaron las mayores demandas. Las gráficas reportan las distorsiones de entrepiso en porcentaje (deformación del entrepiso dividida entre la altura de entrepiso h , $h = 350 \text{ cm}$) contra el cortante de entrepiso normalizado con el peso total de cada modelo. La curva global considera la distorsión global (deformación en la azotea entre la altura del modelo) contra el cortante basal normalizado con el peso total.

En congruencia con los espectros de demanda de ductilidad que se obtuvieron y discutieron en el capítulo VI, el modelo de 14 niveles es el más demandado, debido a que su primer periodo dominante coincide con las mayores aceleraciones del universo de registros estudiados, mientras que el modelo de 18 niveles, que se ubica en la rama descendente de los espectros de demanda de ductilidad, tiene las menores demandas de excitación.

Así, en la figura 7.1 se presentan las curvas de histéresis del modelo de 10 niveles con los esfuerzos nominales (*Ch10_56*) ante el registro que ocasionó las mayores demandas, es decir, la estación CM en la dirección norte – sur (registro *cmns*), mientras que en la figura 7.2 se incluyen las curvas del modelo analizado con los esfuerzos que consideran todas las fuentes de sobrerresistencia (*Ch10_56a*).

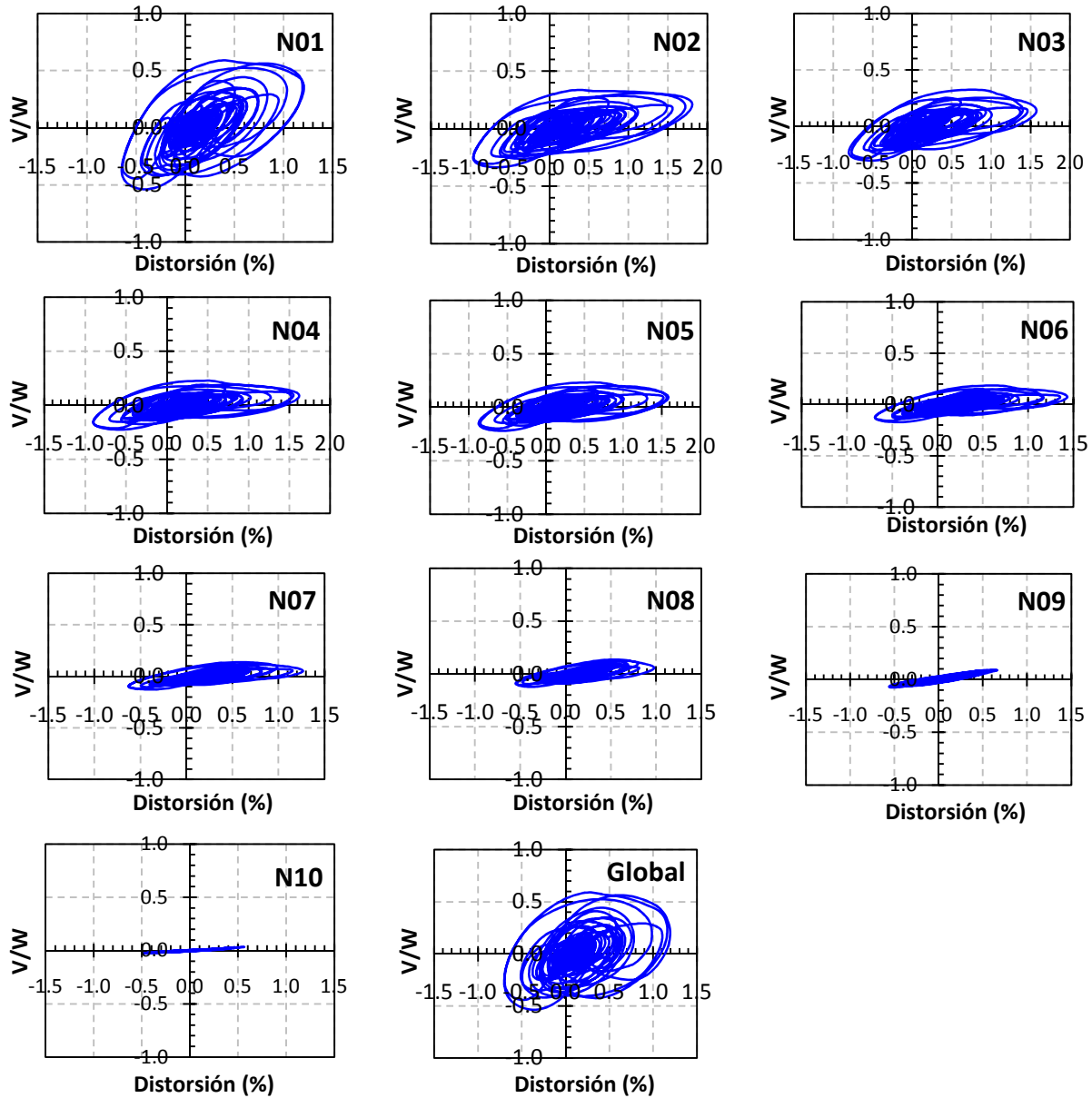


Figura 7.1 Curvas de histéresis del modelo *Ch10_56* analizado con el registro *cmns*

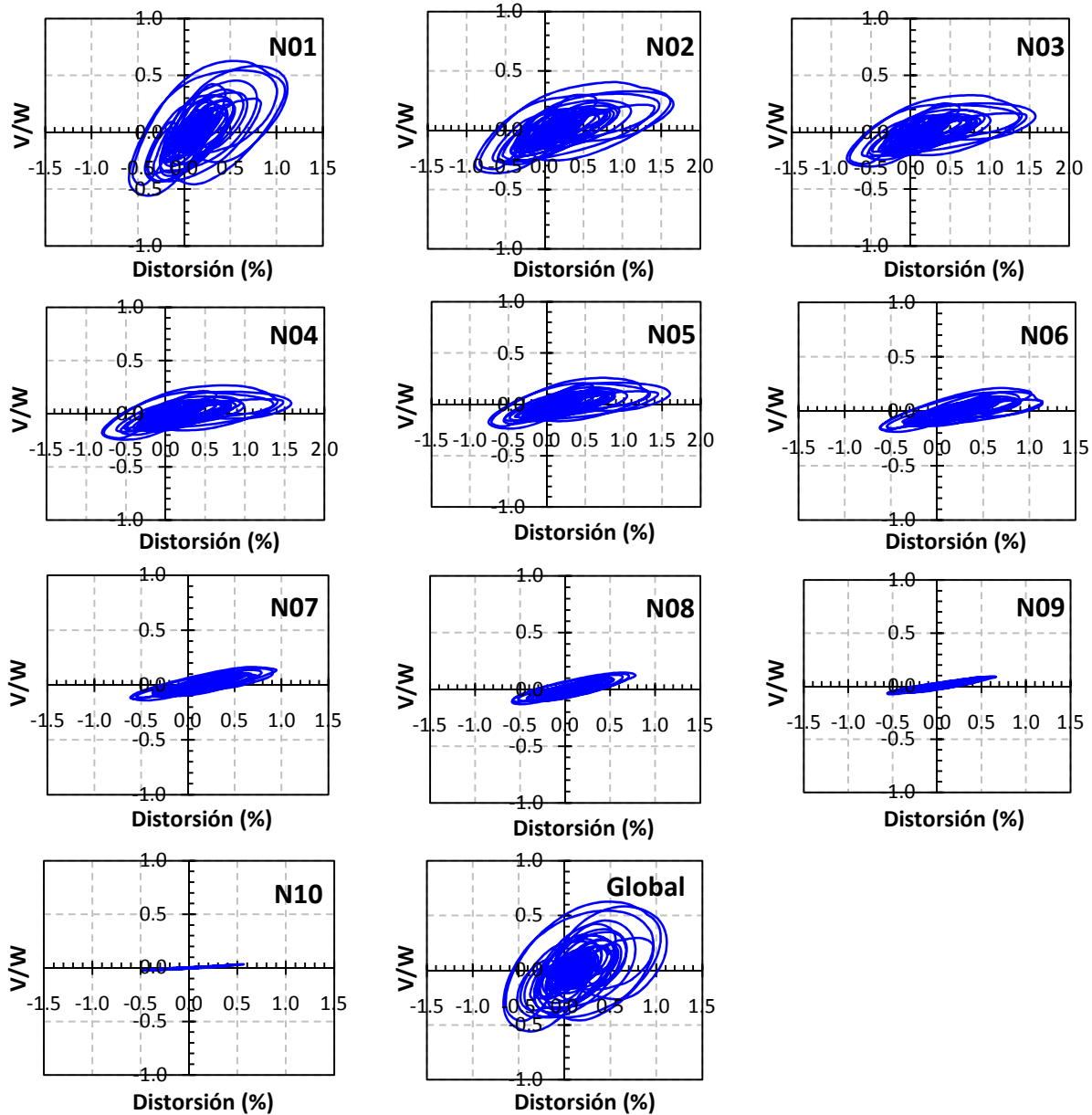


Figura 7.2. Curvas de histéresis del modelo *Ch10_56a* analizado con el registro *cmns*

En la figura 7.3 se presentan las curvas correspondientes de los modelos analizados con los esfuerzos de fluencia reales (*Ch14_61*) y en la 7.4 se presentan el comportamiento del modelo las correspondientes curvas de los modelos de 14 pisos que se estudiaron con los esfuerzos de fluencia que consideran la sobrerresistencia del material (*Ch14_61a*) ante el registro de la estación 44 en la dirección norte – sur (registro *44ns*).

Por último, en las figuras 7.5 y 7.6 se presentan los resultados de los modelos de 18 niveles considerando las dos condiciones de esfluezcos de fluencia propuestos ante el registro de la estación 17 en la dirección norte sur (registro *17ns*).

Las curvas asocian las mayores demandas en los pisos inferiores con apreciables deformaciones en los seis casos estudiados, y pese a que los niveles superiores en ocasiones, permanecen cuasi-elásticos con una muy baja rigidez, se observa una distribución de la respuesta inelástica del edificio en la altura.

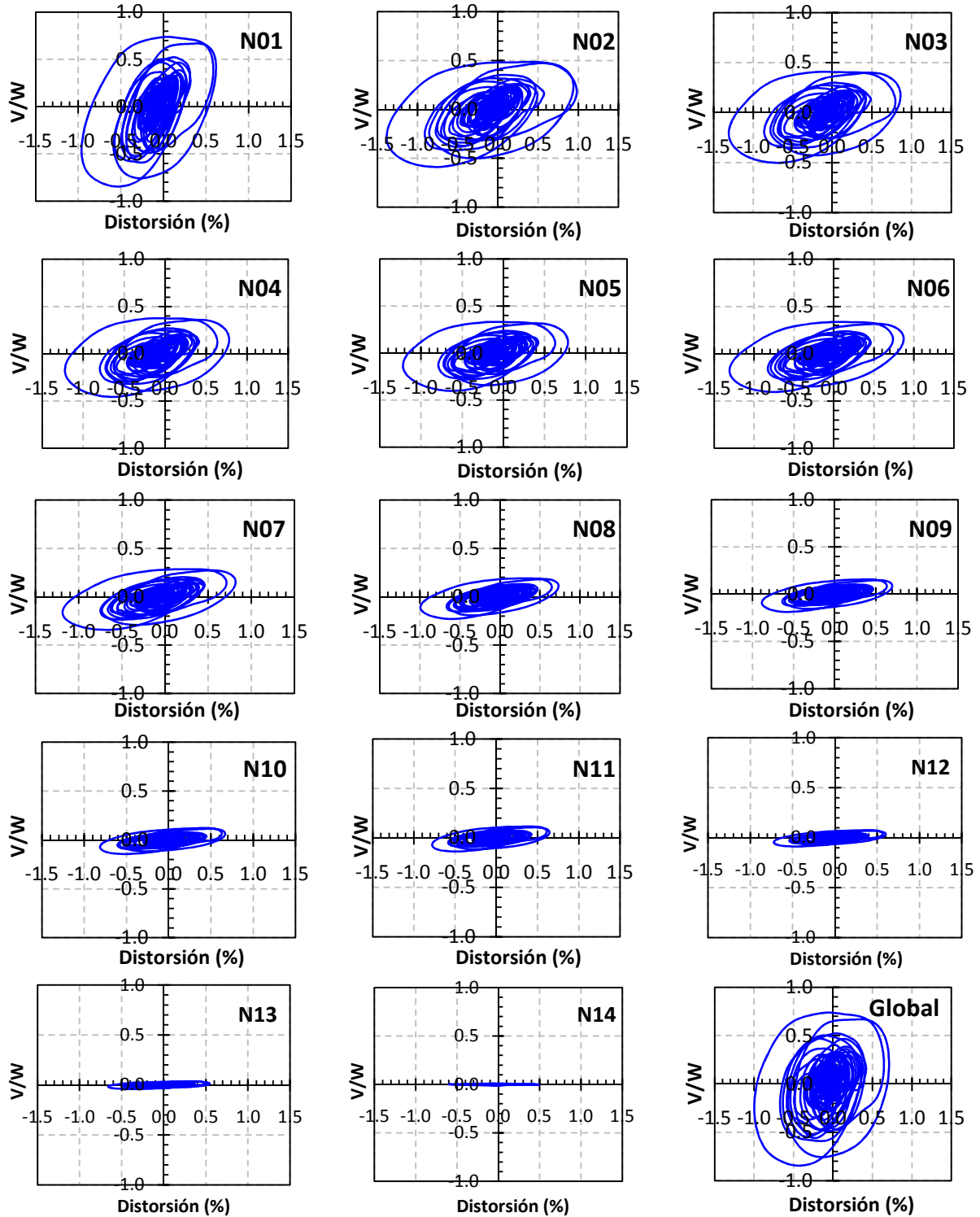


Figura 7.3. Curvas de histéresis del modelo *Ch14_61* analizado con el registro *44ns*.

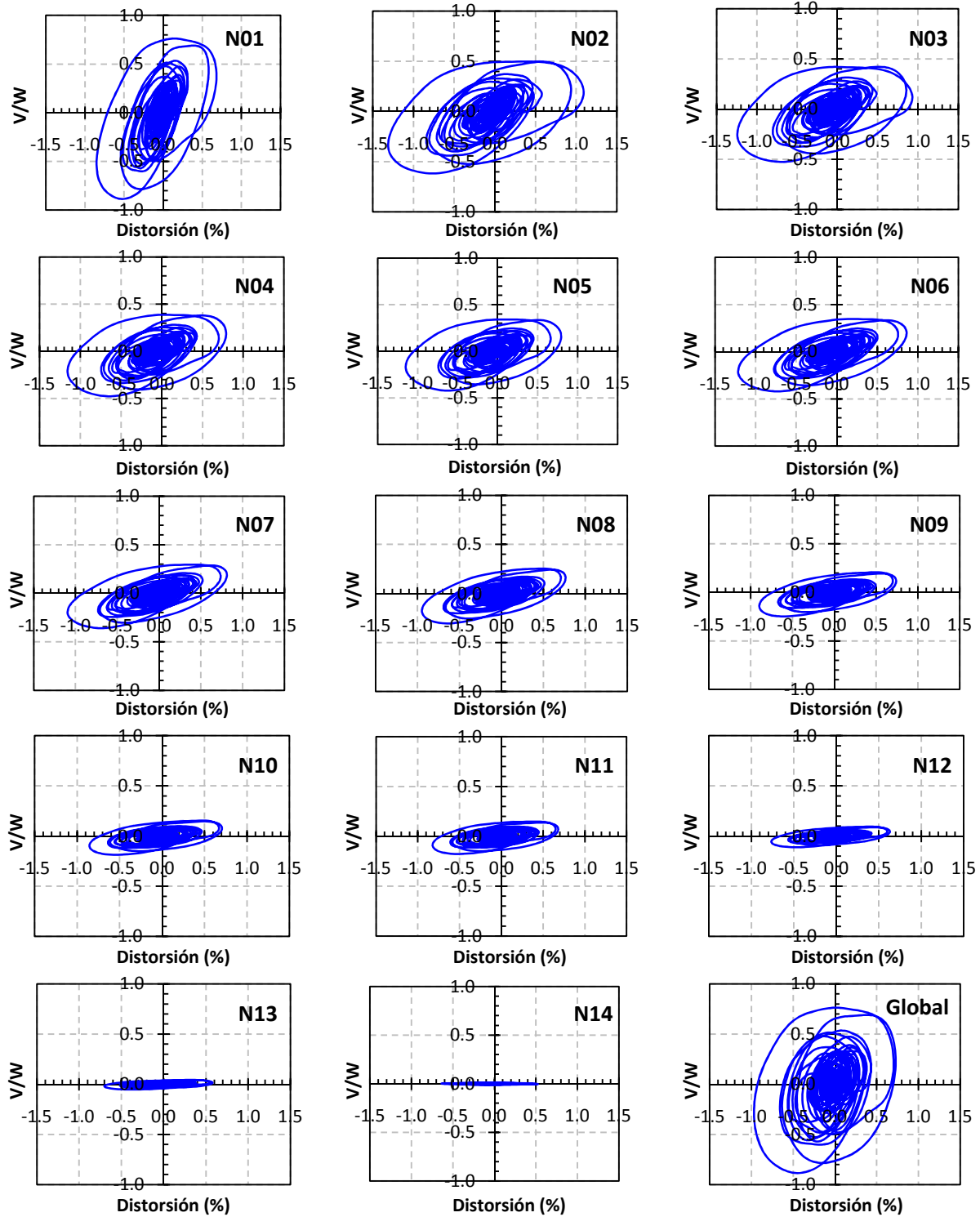


Figura 7.4 Curvas de histéresis del modelo Ch14_61a analizado con el registro 44ns.

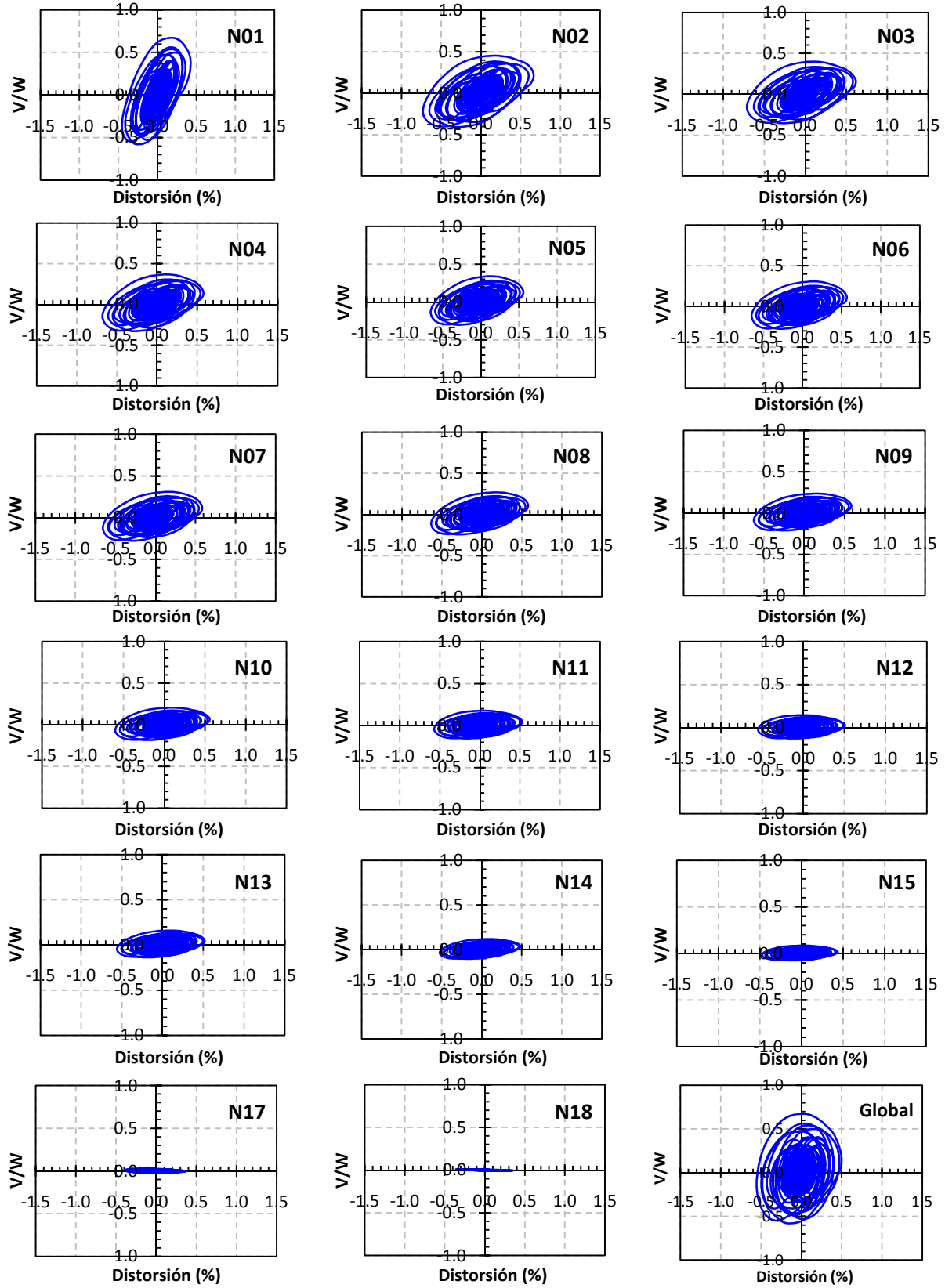


Figura 7.5. Curvas de histéresis del modelo *Ch18_69* analizado con el registro *17ns*.

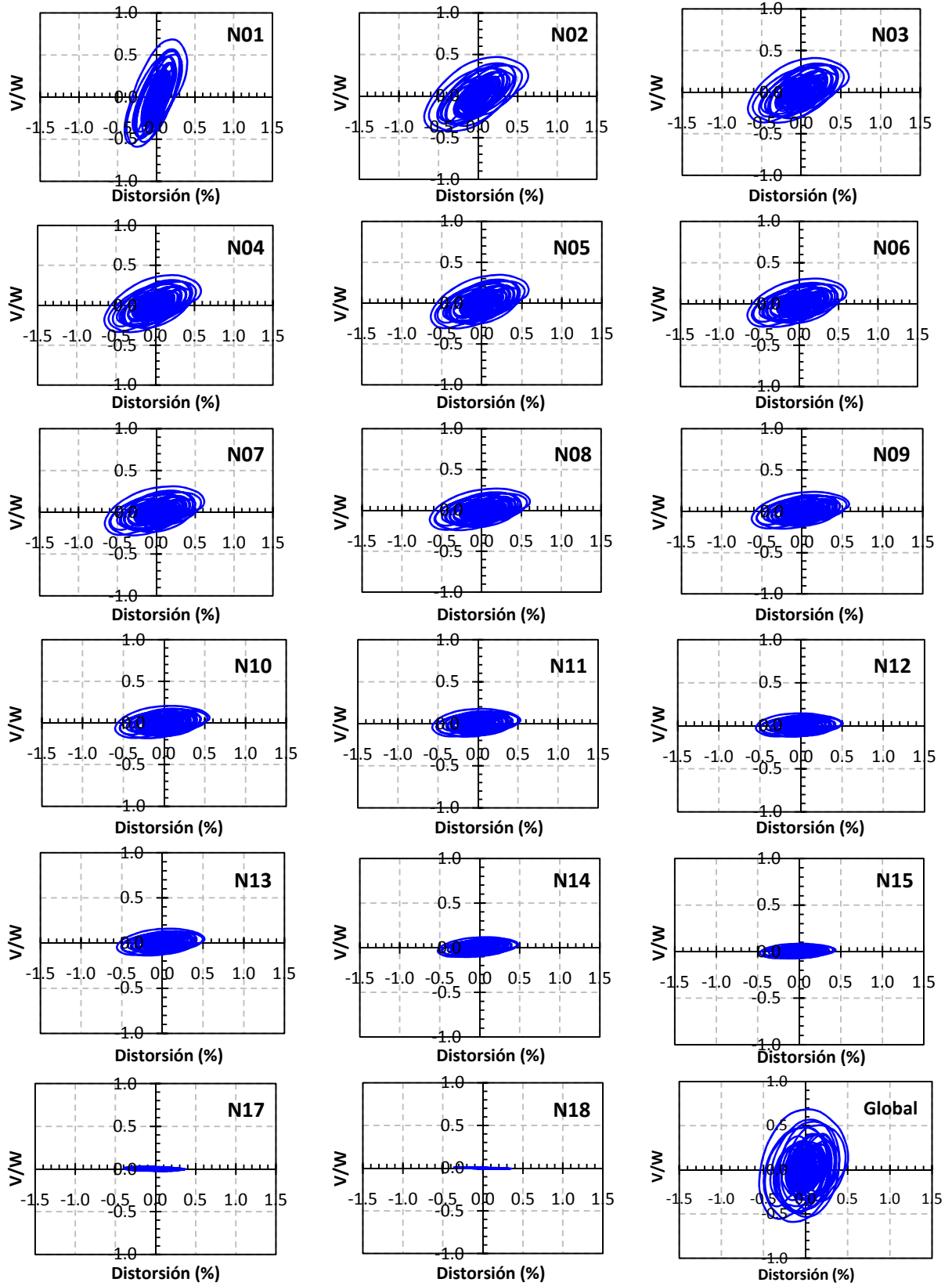


Figura 7.6. Curvas de histéresis del modelo *Ch18_69a* analizado con el registro 17ns.

7.3. Mapeo de demandas acumuladas

Con la información obtenida de los análisis no lineales en esta sección se ilustran las demandas acumuladas de rotación plástica en trabes y columnas y acortamientos y alargamientos en contravientos a lo largo de los análisis, a fin de identificar la acumulación del daño en los registros que ocasionaron las mayores demandas en cada caso: estación CM en dirección norte – sur (registro *cmns*) en el modelo de 10 pisos, estación 44 en dirección norte – sur (registro *44ns*) en el modelo de 14 pisos y en la estación 17 en dirección norte – sur (registro *17ns*) en el modelo de 18 pisos.

Las rotaciones plásticas máximas se compararon con la rotación máxima que pueden soportar los elementos realmente considerando los resultados de Kemp (1996) y que se han ejemplificado en los primeros capítulos de esta investigación, sin que fuera necesario despreciar alguna de las magnitudes de los archivos de salida del programa de análisis.

Los mapeos mostrados se normalizaron en cinco escalas de colores en función de la máxima rotación plástica en trabes y columnas y, por otra parte, el máximo alargamiento ó acortamiento presentado en los contravientos. Es importante hacer insistir en que los casos expuestos están asociados a las demandas máximas y que no todos los registros tuvieron la misma magnitud de daño, lo que explica que los parámetros decrezcan si se considera el promedio de la respuesta.

En cada uno de los edificios se determinó independientemente la rotación plástica, acortamiento o alargamiento máximos, de manera que no debe considerarse que la magnitud de las rotaciones sean equivalentes entre los modelos.

Como era de esperarse, los modelos diseñados con los esfuerzos de fluencia teóricos tienen una mayor cantidad de elementos con comportamiento inelástico y de mayor magnitud. Sin embargo, sus resultados, que no consideran las fuentes de sobrerresistencia del material, no resultan fidedignos del comportamiento esperado de una estructura fabricada con los perfiles y placas comerciales disponibles en la Ciudad de México. Por esta razón, no se incluyen ni se consideran para establecer propuestas de mejora a la reglamentación vigente.

De las figuras, los modelos de 10 y 14 niveles, que fueron mayormente excitados en los análisis, presentan una buena distribución de la respuesta inelástica en la altura. En los tres casos se presenta poco o nulo daño en la base de las columnas del marco, siendo el sistema de contravientos los elementos que registran con mayor concentración de daño.

A su vez, el modelo de 18 pisos presenta pocos elementos con rotaciones, alargamientos o acortamientos máximas, lo que debe implicar que tiene reservas de resistencia de importancia. Esto concuerda con los resultados que ubicaron este modelo en la rama descendente de los espectros de demanda de ductilidades en el capítulo VI, pese a que los diez registros considerados coinciden con el espectro de diseño para el que fueron modeladas las estructuras.

7.4. Distorsiones

Las Normas Técnicas evalúan la rigidez lateral mediante dos estados límite de deformación: limitación de daños a elementos no estructurales que se evalúa considerando la distorsión en la primera fluencia y límite de seguridad contra colapso a partir de la distorsión al colapso de la estructura.

En este apartado se reportan las distorsiones presentadas en los diez análisis no lineales realizados a los modelos. Debido a que no se registraron colapsos, no fue posible evaluar el límite de seguridad contra colapso, pero se comentan las distorsiones máximas de entrepiso desarrolladas por los modelos.

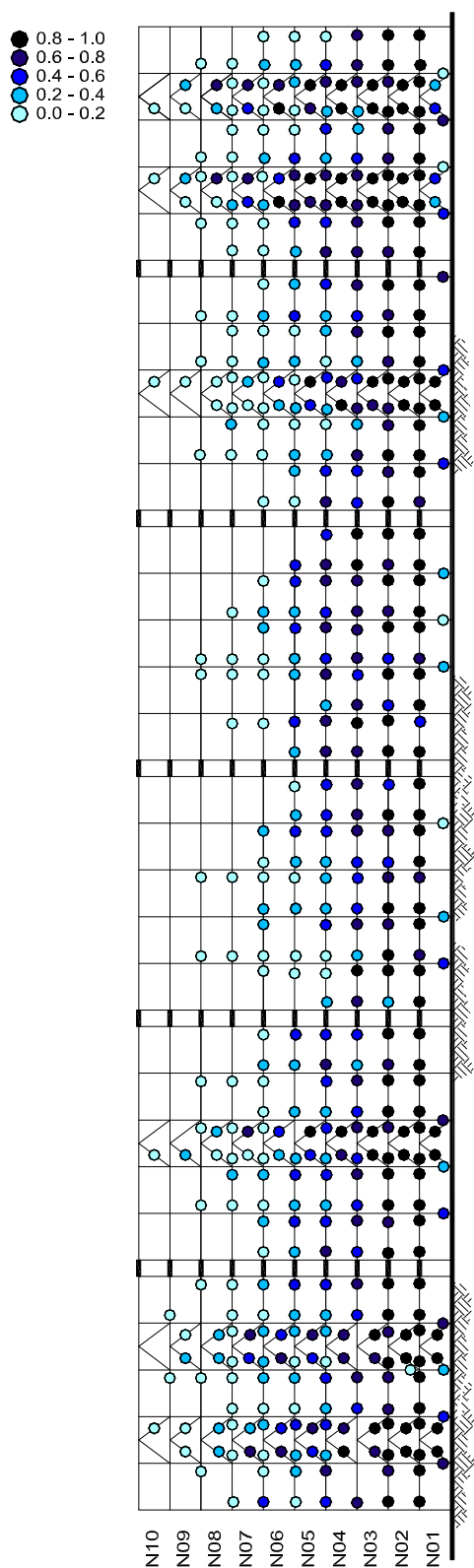


Figura 7.7. Mapeo de demandas acumuladas en el modelo *Ch10_56a* bajo el acelerograma *cmns*

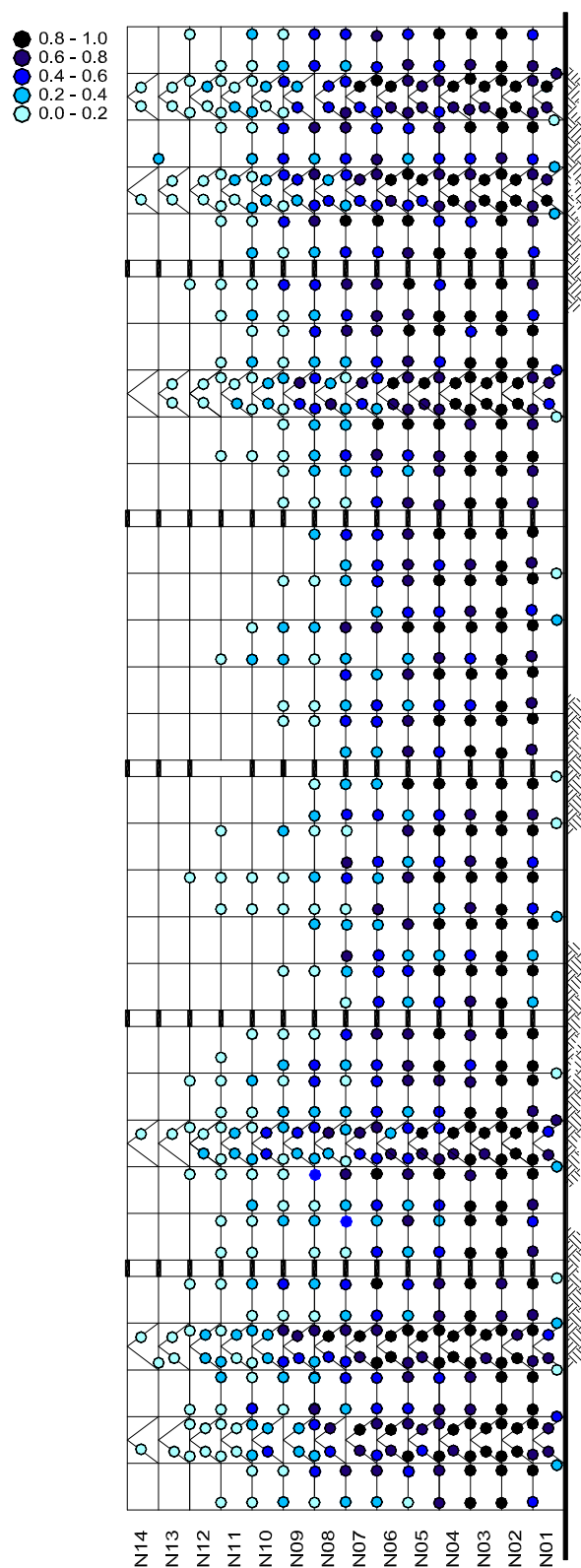


Figura 7.8. Mapeo de demandas acumuladas en el modelo *Ch14_61a* bajo el acelerograma *44ns*

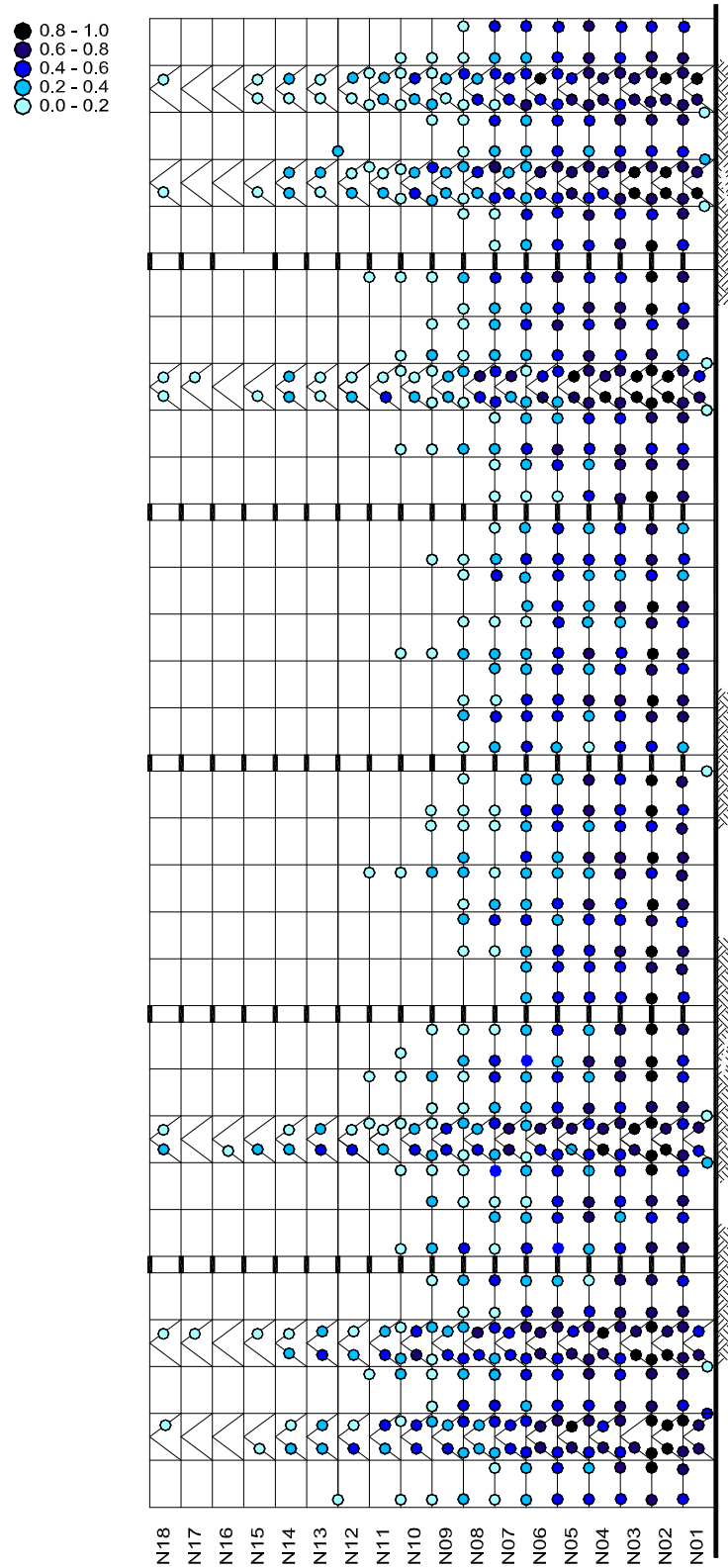


Figura 7.9. Mapeo de demandas acumuladas en el modelo *Ch18_69a* bajo el acelerograma *17ns*

7.4.1. Distorsión asociada a la primera fluencia

A lo largo de los análisis, se determinó la primera fluencia considerando que algún elemento estructural del entrepiso fluía asociado a las rotaciones superiores a la rotación elástica en trabes y columnas, o deformación axiales asociadas a las carga de pandeo en contravientos para evaluar si el límite propuesto en el reglamento es adecuado.

Conforme al Apéndice A, la rigidez lateral de la estructura se evalúa revisando que la distorsión de entrepiso de los análisis (elásticos) multiplicada por el factor $Q'R/7$ sea menor a 0.004 cuando los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables están separados de la estructura principal (apartado A.4, NTCS-04), sin considerar el tipo de estructuración ó el uso de la edificación que se está evaluando. Esta revisión se cumplió sobradamente en la etapa de diseño elástico en todos los modelos como se puede consultar en el capítulo IV (*Procedimiento de diseño por capacidad de marcos contraventeados*).

En la figura 7.10, se presentan la dispersión de las distorsiones de entrepiso en porcentaje asociadas a la primera fluencia de los entrepisos que en todos los análisis estuvo asociada al pandeo de un contraviento en compresión. Cuando algún entrepiso en la gráfica no reporta ninguna fluencia implica que el entrepiso se comportó elásticamente en los análisis realizados.

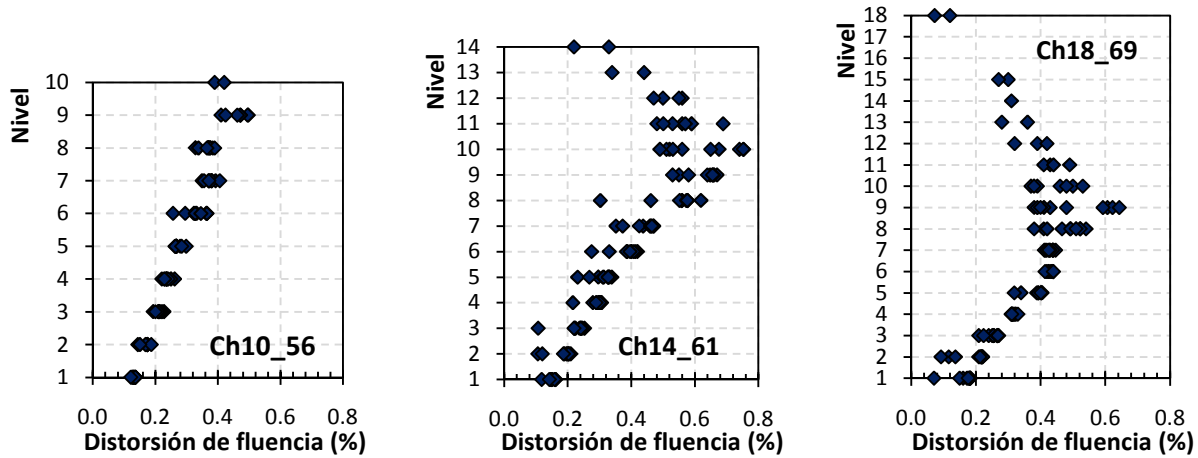


Figura 7.10. Distorsión de entrepiso (%) asociada a la primera fluencia del entrepiso en los análisis realizados.

Las distorsiones en los pisos intermedios superan el límite establecido (0.40%) en los pisos superiores del modelo de 10 niveles y en los pisos intermedios de los modelos de 14 niveles y 18 niveles, mientras que el resto de los entrepisos satisfacen el requisito a veces con fluencias significativamente menores. Si la fluencia de los elementos se presenta en distorsiones bajas, significa que el inicio de la respuesta inelástica de la estructura (liderado por el pandeo de los contravientos en compresión) se presenta antes de deformaciones que afecten los elementos no estructurales.

El promedio de la distorsión de entrepiso de los análisis realizados al modelo de diez niveles resulta ser igual a $\delta_{y prom} = 0.299\%$, mientras que ésta asciende a $\delta_{y prom} = 0.420\%$ y $\delta_{y prom} = 0.383\%$ en los modelos de 14 y 18 niveles, respectivamente.

En la figura 7.11 se presenta, para cada caso, el promedio de la distorsión en porcentaje de los entrepisos en el instante en el que fluye alguno de sus elementos, la magnitud máxima de la distorsión que se presentó en el entrepiso en alguno de los diez análisis y la distorsión de diseño obtenida de los análisis elásticos.

En todos los casos la distorsión de diseño constituye el límite inferior, que se aproxima bien a los resultados de los análisis en los pisos inferiores del modelo de 10 niveles, pero este favorable predicción se pierde con el aumento en la altura de los niveles.

Cuando la distorsión máxima a la primera fluencia es similar a la distorsión promedio significa que existe poca disparidad en los resultados obtenidos en los análisis, lo que no ocurre en los pisos intermedios, donde las demandas de deformación máxima a la primera fluencia que se presentaron en algunos análisis son superiores a sus análogos.

De los diez análisis realizados a cada uno de los tres modelos, se presentaron 314 entrepisos con comportamiento no lineal en total, de manera que el promedio de la distorsión a la primera fluencia de los entrepisos total es $\delta_{y\text{ prom}} = 0.37\%$. De manera, que los resultados de este estudio coinciden aceptablemente bien con el límite propuesto en las Normas Técnicas Complementarias igual a 0.40% para la revisión del estado límite de servicio.

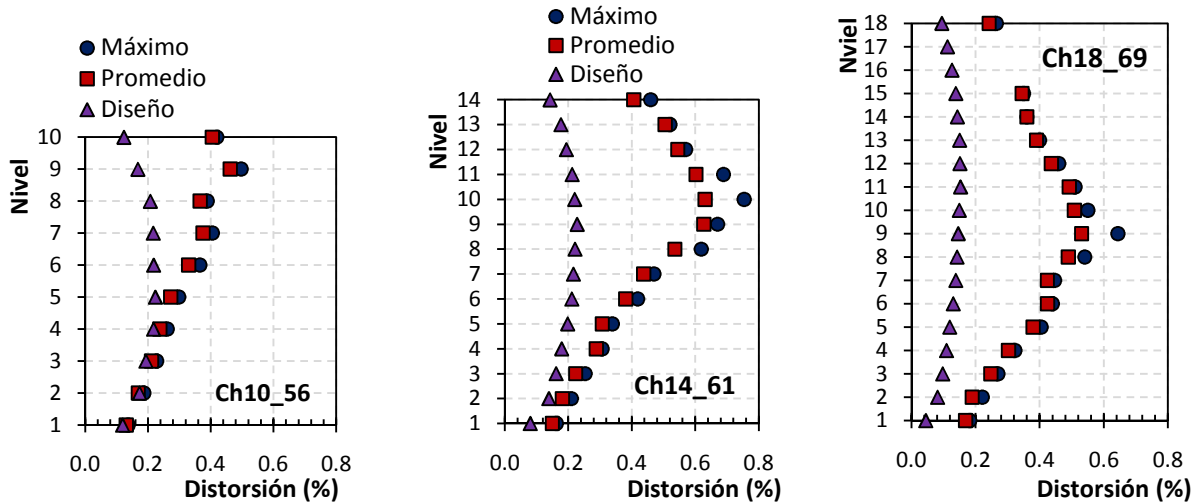


Figura 7.11. Envolvente de respuesta al inicio de la fluencia en los análisis realizados

7.4.2. Distorsión máxima desde el origen

Conforme al Apéndice A, una revisión adicional de la rigidez lateral es necesaria, que solicita que la distorsión obtenida del análisis multiplicada por el factor QR no exceda de 0.015 para la revisión del estado de prevención de colapso.

En la figura 7.12 se presenta las distorsiones máximas de entrepiso (en porcentaje) obtenidas en los análisis realizados, que incluye los entrepisos que se comportaron elásticamente. Los resultados de los análisis de los modelos de 18 niveles, situados en la rama descendente de los espectros de demanda de ductilidad, reportan magnitudes de deformación con una dispersión baja. Sin embargo, la disparidad de las magnitudes aumenta con el aumento de la demanda como ocurre en los pisos inferiores de algunos análisis en los edificios de 10 y 14 pisos.

La distorsión máxima de entrepiso alcanzada se presentó en el segundo piso del modelo de 14 niveles con una magnitud de 1.44% que sigue siendo menor al 1.50%, por lo que el límite parecería adecuado para esta revisión.

Por otra parte, en la figura 7.13 se incluye el comportamiento de las envolventes de respuesta de las distorsiones máximas en porcentaje medidas desde el origen, que incluye el límite propuesto por las Normas Técnicas igual a $\delta_{perm} = 1.50\%$ y la distorsión de diseño pormenorizada en el capítulo IV.

Se aprecia en todos los modelos que, en general, la envolvente de diseño cubre muy aceptablemente las distorsiones dinámicas máxima promedio (de 10 registros) en todos los modelos, salvo en los pisos inferiores del modelo *Ch14_61a*. En cuanto a las respuestas máximas obtenidas, éstas superan normalmente a la distorsión esperada en la etapa de diseño en los pisos inferiores, de

manera muy notable en los primeros tres niveles. En ningún caso las distorsiones máximas (medidas desde un estado de desplazamiento cero) son mayores al límite propuesto de las Normas Técnicas.

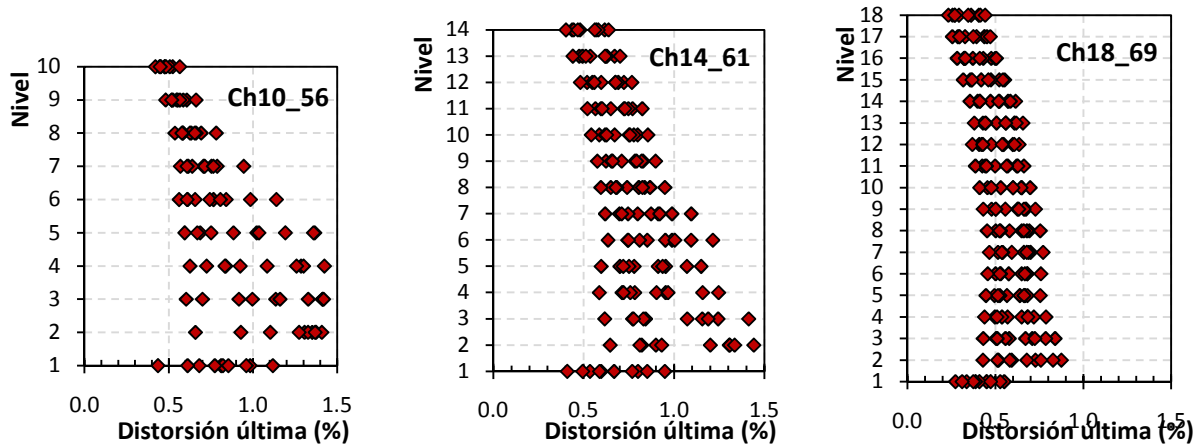


Figura 7.12. Distorsiones máximas (%) presentada en los análisis realizados a los modelos de 10, 14 y 18 pisos

Como se podría inferir a partir de las curvas de histéresis, las distorsiones obtenidas en los análisis sin sobrerresistencia (modelos *Ch10_56*, *Ch14_61* y *Ch18_69*) son mayores a las expuestas en esta sección; sin embargo, éstas no representan la respuesta más fidedigna de la estructura, puesto que considera esfuerzos teóricos que difieren de los medidos en los laboratorios de calidad del acero, por lo que no se consideraron para evaluar la respuesta de los modelos con fines reglamentarios.

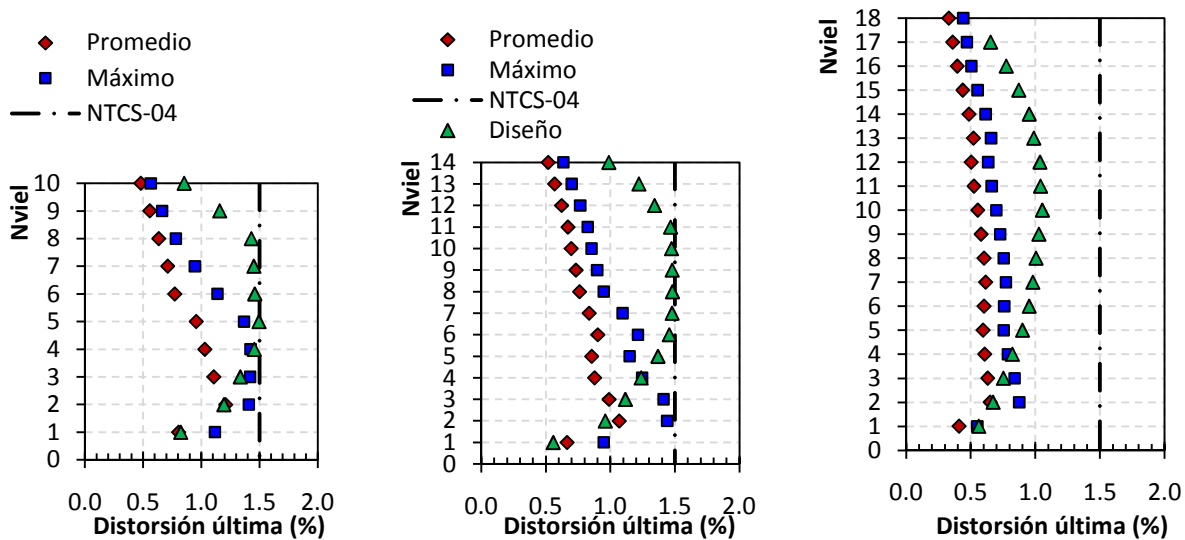


Figura 7.13. Envoltentes de respuesta de las distorsiones máximas (%) medidas desde el origen

7.4.3. Distorsión máxima asociada al medio ciclo de histéresis

Las magnitudes reportadas en el apartado inmediato anterior consideran la distorsión máxima presentada en el análisis a partir del origen sin considerar el efecto de asimetrías y/o deformaciones permanentes que provoca la sollicitación dinámica cíclica, es decir, la deformación considera la

excitación referida al origen sin tomar en cuenta la energía total necesaria para llevar la estructura desde una fuerza nula hasta su máxima incursión inelástica.

Por esta razón, se estudió la distorsión de entrepiso máxima δ_{max} , desde la posición donde comienza a cargar el medio ciclo de máxima amplitud, que no implica que deba ser la posición inicial con desplazamiento cero como se ilustra en la figura 7.14.

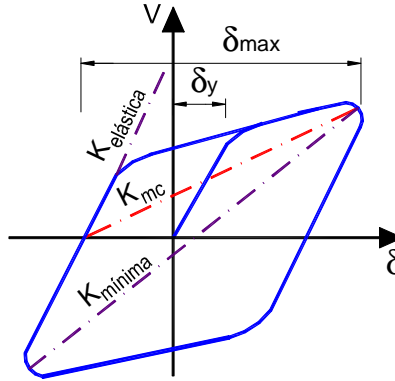


Figura 7.14. Definición de parámetros en ciclos inelásticos

Así, en la figura 7.15 se presentan las distorsiones máximas δ_{max} asociadas al medio ciclo de histéresis crítico para observar la dispersión de las magnitudes obtenidas en los análisis realizados a los modelos de 10, 14 y 18 niveles. Como era de esperarse, las distorsiones tienen mayores magnitudes que las que se consideran usualmente para evaluar este requisito a partir del origen (desplazamiento cero), de manera que el límite se ve superado ampliamente en los pisos intermedios de los modelos de 10 y 14 niveles.

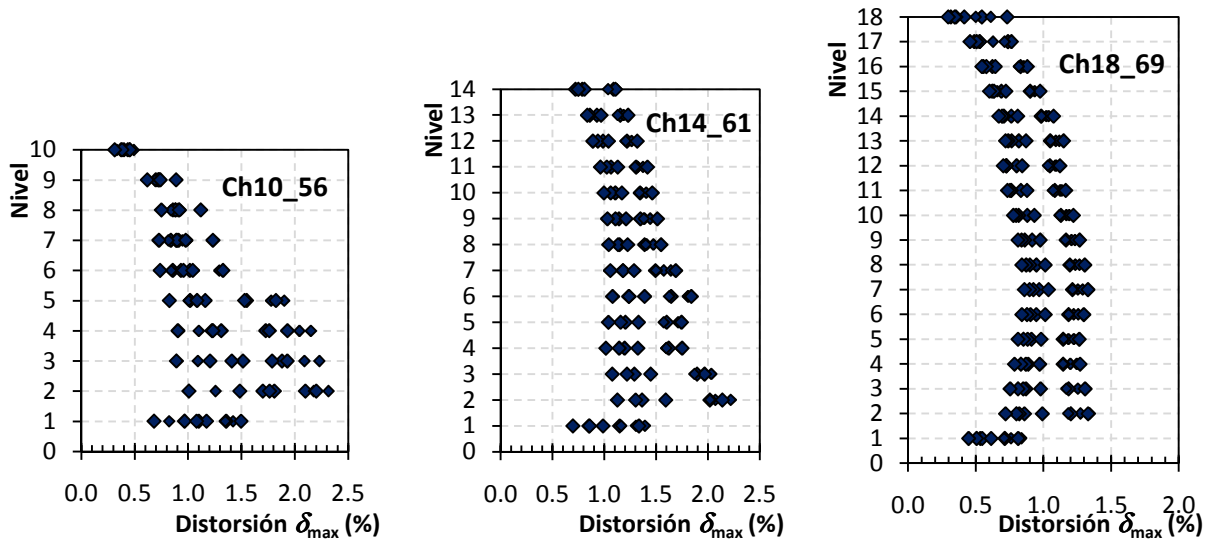


Figura 7.15. Distorsiones máximas δ_{max} (%) asociada al medio ciclo histérico

En la figura 7.16 se presenta el promedio de las distorsiones máximas de los diez análisis no lineales realizados, la respuesta máxima obtenida, la distorsión de diseño y el límite propuesto en las Normas Técnicas. Se aprecia de ellas que aunque el máximo desplazamiento inelástico en un medio ciclo de carga (a partir de $V/W=0$, figura 7.14) supera el límite del reglamento y puede llegar a ser

mayor del 2.0% (modelo de 10 niveles), en el promedio éstas máximas incursiones inelásticas están razonablemente cubiertas por dicho límite.

Cabe señalar que el requisito establecido en las Normas Técnicas debe compararse con la deformación generada desde un punto inicial con desplazamiento cero, lo que no debe traducirse que esta distorsión será la máxima a la que estará sujeto el edificio.

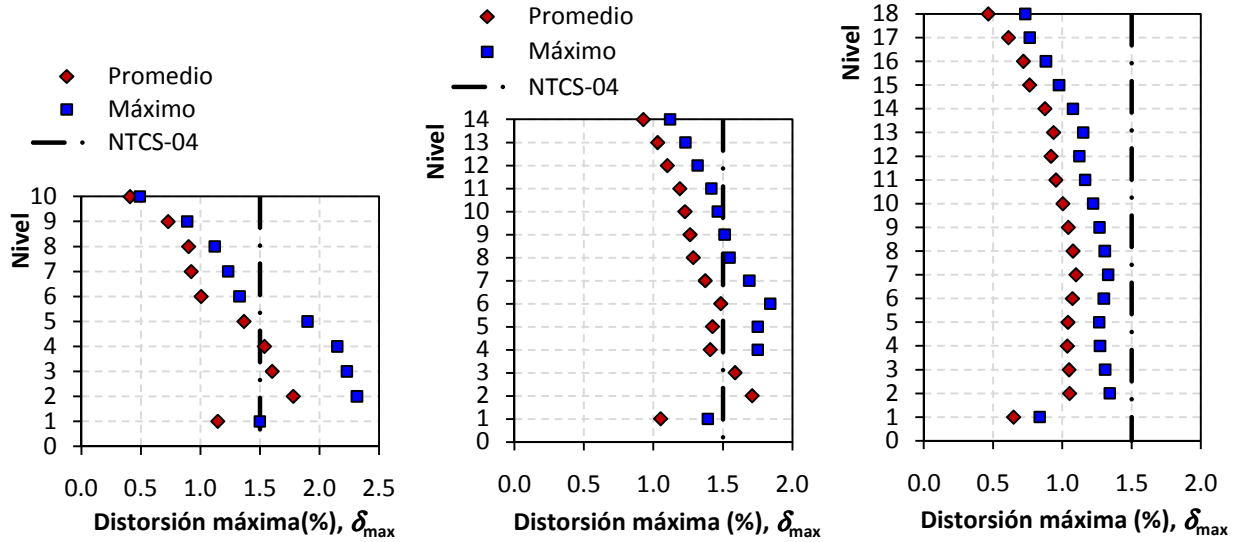


Figura 7.16. Envoltentes de respuesta de la distorsión máxima δ_{max} asociada al medio ciclo histerético

7.4.4. Distorsiones residuales

En la figura 7.17a se enuncian las envoltentes de las distorsiones residuales globales, es decir, las deformaciones permanentes después de efectuados los análisis dinámicos en función de la cantidad de pisos de los modelos. Mientras que en la figura 7.17b se reportan las distorsiones máximas de entrepiso.

En la Ciudad de México, es común que los edificios en zonas sísmicas sean diseñados con base en marcos momento – resistentes, donde todos los marcos aportan a la rigidez lateral del edificio. Estos diseños entre otras cosas, ofrecen una mayor estabilidad y control de daño ante sismos intensos, de manera que como se observa, las distorsiones permanentes son menores al 0.20%, pese a que los modelos presentan daño significativo en los elementos que lo conforman.

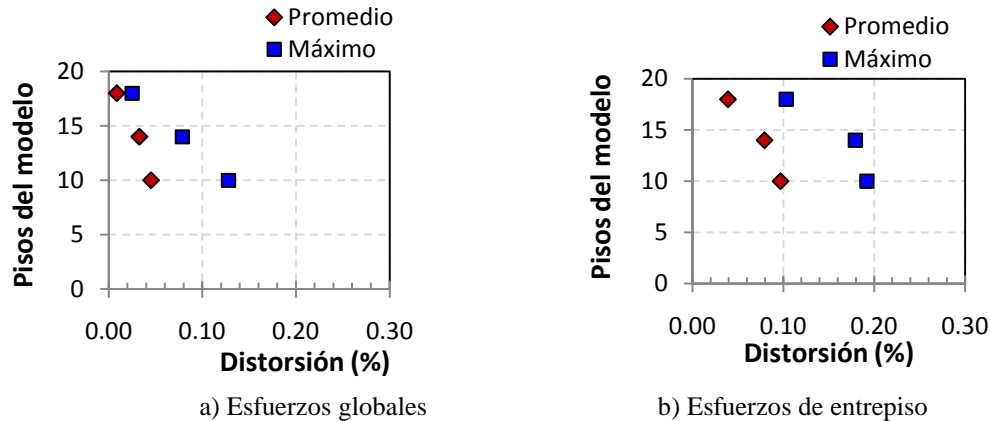


Tabla 7.17. Envoltente de esfuerzos residuales

7.5. Demandas de resistencia lateral máxima

Por otra parte, en la figura 7.18 se presentan los cortantes de entrepiso máximos normalizados con el peso total de la estructura en los análisis realizados.

Sin considerar la magnitud del cortante del primer nivel (cortante basal) que está influenciado por las condiciones de los apoyos, la variación del cortante sigue un patrón triangular con algunas ligeras excepciones en los pisos intermedios asociadas al cambio de sección transversal de las columnas (a cada cinco pisos en el modelo *Ch14_61a* y a cada seis pisos en el modelo *Ch18_69a*, por ejemplo).

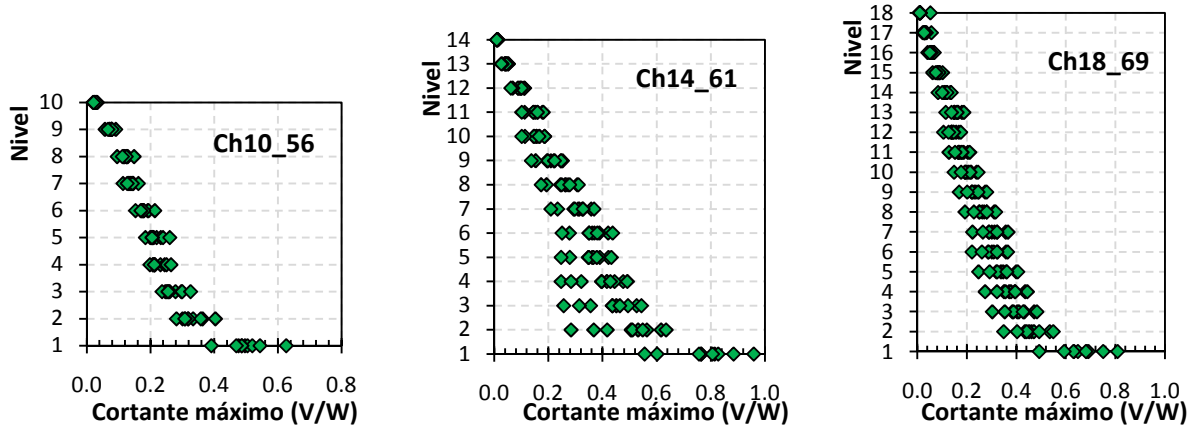


Figura 7.18. Máximas demandas laterales presentadas en los análisis realizados

El cortante de entrepiso máximo reportado en los análisis se presentó en el primer nivel (cortante basal) del modelo de 14 pisos con una magnitud de $0.958V/W$, mientras que el límite inferior siempre fue el piso de azotea que reporta una rigidez muy baja.

A fin de profundizar en estos resultados, en la figura 7.19 se presenta el promedio del cortante lateral de entrepiso de los diez análisis realizados y la magnitud máxima alcanzada en alguno de los entrepisos, donde se aprecia la misma tendencia de un patrón de carga triangular invertida, con excepción de la condición de apoyo del entrepiso de planta baja.

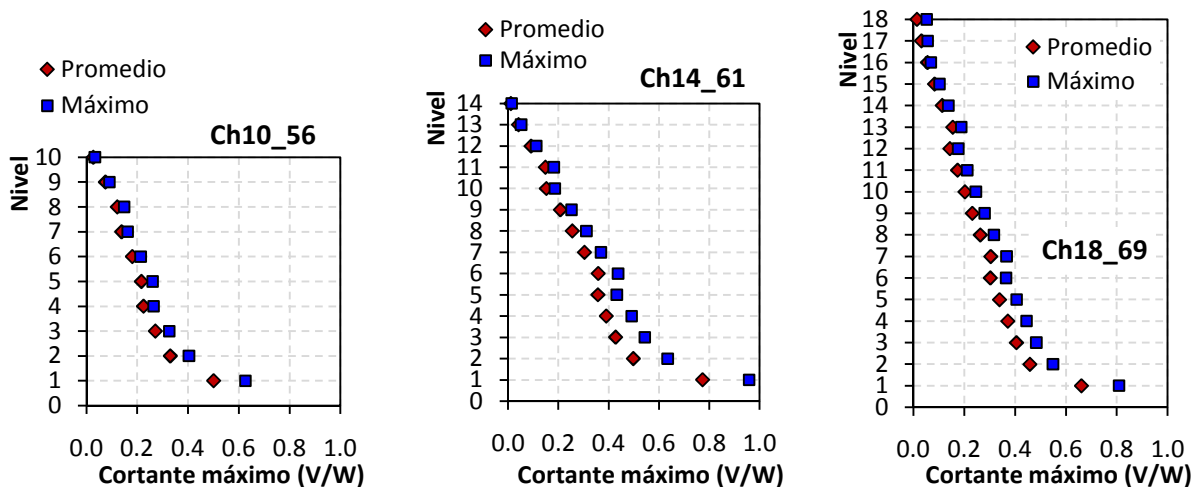


Figura 7.19. Envoltentes de respuesta máximas del cortante lateral normalizado

7.6. Evaluación de los factores de reducción

A lo largo de esta investigación se propusieron metodologías para la determinación de los factores modificadores de la carga sísmica, intentando predecir de manera simple el comportamiento inelástico de los edificios. Los resultados de estos parámetros y su relación con el comportamiento de las estructuras se exponen en dos sentidos principalmente: las ductilidades desarrolladas (comportamiento no lineal) y las sobrerresistencias alcanzadas.

7.6.1. Ductilidades

Con base en las curvas de histéresis, es posible relacionar el comportamiento no lineal de los modelos contra el factor de comportamiento sísmico propuesto en la etapa de diseño. Las magnitudes reportadas corresponden a la máxima ductilidad desarrollada en valor absoluto determinado con máxima deformación positiva o negativa considerando un algoritmo que identifica la fluencia del entrepiso cuando la pendiente entre puntos consecutivos sea el 70 por ciento de la pendiente elástica (figura 7.20).

Debido a que los elementos modelados están discretizados con fibras (consultar capítulo V), la plastificación es muy gradual y se aleja sensiblemente de un modelo elasto – plástico, como se observa en las curvas de histéresis antes comentadas. Es decir, la degradación inicia por la plastificación de las fibras extremas en las secciones transversales, lo que origina una muy ligera variación de la pendiente elástica. Este efecto se presentó en la definición del paso del inicio de la fluencia de la curva idealizada en los análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente del capítulo VI. Sin embargo, esta variación de la pendiente elástica no significa que alguno de los elementos del entrepiso desarrolló una rotación plástica ó que se ha presentado el pandeo de algún contraviento en compresión, sino hasta que se presenta un cambio más significativo en la pendiente de la curva.

Para ejemplificar lo anterior, en la figura 7.21 se incluye el ciclo en el que se presenta la pendiente post-fluencia en el tercer nivel del modelo de 10 niveles bajo el registro *44ns* y en el primer nivel del modelo de 14 pisos bajo el registro *cmns* conforme a lo comentado en el párrafo anterior. Como se aprecia, la etapa elástica en estructuras modeladas con fibras no se caracteriza por una sola pendiente (una sola línea), sino denota pequeñas variaciones asociadas a la plastificación de fibras extremas en algunos elementos. De manera que el inicio del comportamiento inelástico se consideró hasta que la pendiente post-fluencia ha cambiado (aproximadamente 70% de la elástica) como se pone en evidencia en los ciclos ejemplificados.

Así, en la figura 7.22 se presenta las envolventes de respuesta de los análisis realizados a cada modelo en los entrepisos (diferencia de las deformación entre la altura de entrepiso y el cortante de entrepiso) y considerando los resultados de la curva global (deformación en la azotea entre la altura total contra el cortante basal). En ella, no se han incluido los entrepisos que presentaron un comportamiento francamente lineal que tendrían una ductilidad igual a uno. En la figura 7.22 se distingue entre los modelos una disminución de la ductilidad con la altura que coincide con los resultados presentados en ésta y otras investigaciones. La mayor dispersión de ductilidades se presenta en el modelo de 10 niveles, porque la magnitud máxima está alejada del promedio. La ductilidad de entrepiso máxima se presenta en el segundo nivel del modelo de 10 pisos (*Ch10_56a*) con una magnitud de $Q=6.09$ y un promedio de $Q=4.08$.

Estas curvas incluyen el factor de comportamiento sísmico determinado con la metodología propuesta en esta investigación en función de la relación de esbeltez igual a $Q_{10}=3.0$ en el modelo de 10 niveles, igual a $Q_{14}=2.33$ en el modelo de 14 niveles e igual a $Q_{18}=2.0$ en el modelo de 18 niveles.

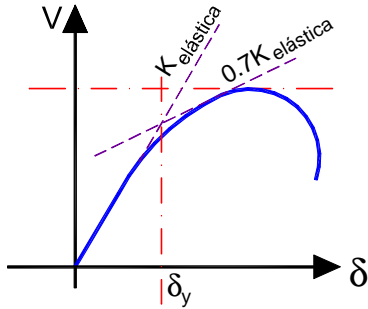


Figura 7.20. Criterio para la identificación de la distorsión de fluencia.

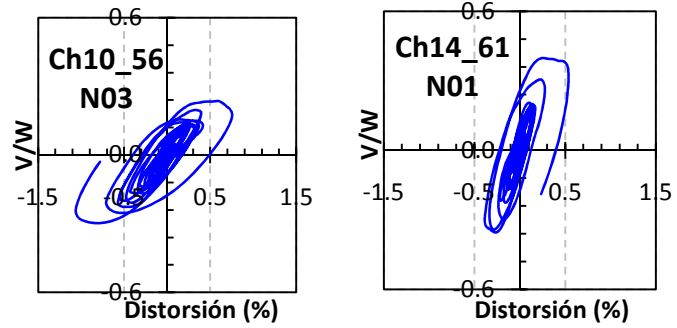


Figura 7.21. Comportamiento de los ciclos de histéresis en la fluencia.

En una primera impresión, parecería que los factores de comportamiento sísmico propuestos en este trabajo están alejados de las magnitudes, pero esto no es así si se considera el promedio que se reporta en la tabla 7.1.

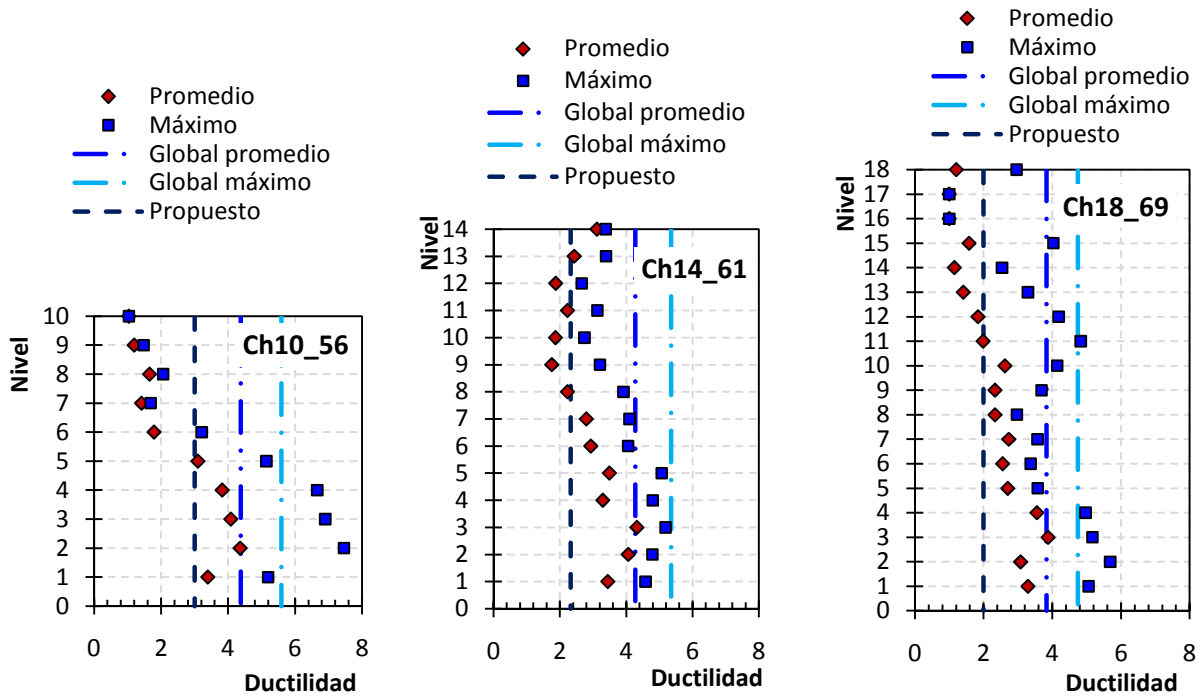


Figura 7.22. Demandas máximas de ductilidad de entrepisos y globales

Tabla 7.1. Comparación de las ductilidades obtenidas

Modelo	Relación de esbeltez del edificio, H/B	Factor de comportamiento sísmico propuesto, Q	Promedio de la ductilidad, μ
Ch10_56a	1.00	3.00	2.859
Ch14_61a	1.40	2.33	2.698
Ch18_69a	1.80	2.00	2.238

El promedio de las ductilidades Q denota un comportamiento dependiente de la altura antes evidenciado. El factor de reducción propuesto, aunque no predice con entera exactitud la magnitud alcanzada en el promedio de los análisis, sí logra predecir con mayor certidumbre el comportamiento no lineal de la estructura.

7.6.2. Sobrerresistencia

Las demandas máximas de sobrerresistencia se determinaron como el cociente entre el cortante máximo obtenido de los análisis dinámicos no lineales y el cortante sísmico de diseño y será útil para evaluar si la metodología propuesta para la determinación del factor de reducción predice con mayor certidumbre al comportamiento no lineal de edificios con esta estructuración.

En la figura 7.23 se presenta la dispersión de las demandas de sobrerresistencias por entrepiso alcanzadas por los modelos estudiados. Es valioso considerar que en los análisis no se presentaron colapsos, tal que la sobrerresistencia enunciada no corresponde a la magnitud máxima que pueden desarrollar los sistemas. En las curvas se nota una dependencia con la altura, que debe estar asociada a que los modelos de menor altura fueron más demandados, pero esto no es sustento para considerar que el modelo de 18 pisos no es capaz de desarrollar mayores sobrerresistencias.

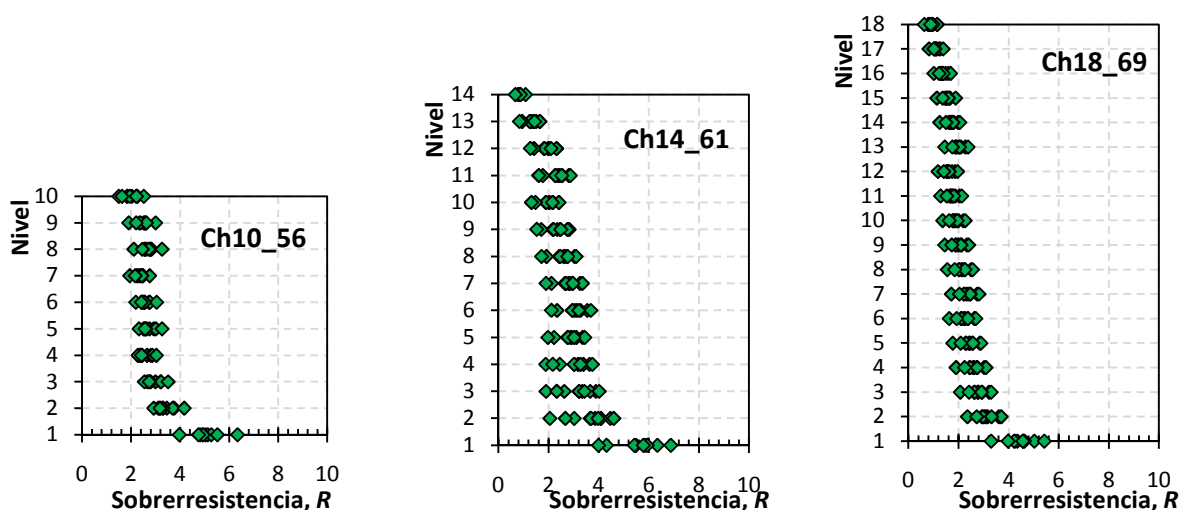


Figura 7.23. Demandas de sobrerresistencia de entrepiso alcanzadas por los modelos estudiados

El promedio de la respuesta por entrepiso y las magnitudes máximas se presentan en la figura 7.24. En ella, se incluye la propuesta de las Normas Técnicas vigentes para las estructuras y la propuesta de determinación de esta investigación.

Un muy alto porcentaje de las sobrerresistencia de entrepiso promedio supera la propuesta del reglamento vigente igual a $R=2.0$, pero no así la propuesta de esta investigación que para los tres casos en estudio es igual a $R=4.5$. Las sobrerresistencias más altas se registraron en los pisos inferiores, que conforme a los apartados precedentes son los más demandados.

El promedio de las sobrerresistencias de los entrepisos por edificio se presenta en la tabla 7.2, donde se incluye además, la sobrerresistencia determinada con el cortante basal y el cortante de diseño, las sobrerresistencias obtenidas con la metodología propuesta en esta investigación y el periodo fundamental determinado en la etapa elástica de diseño (capítulo IV).

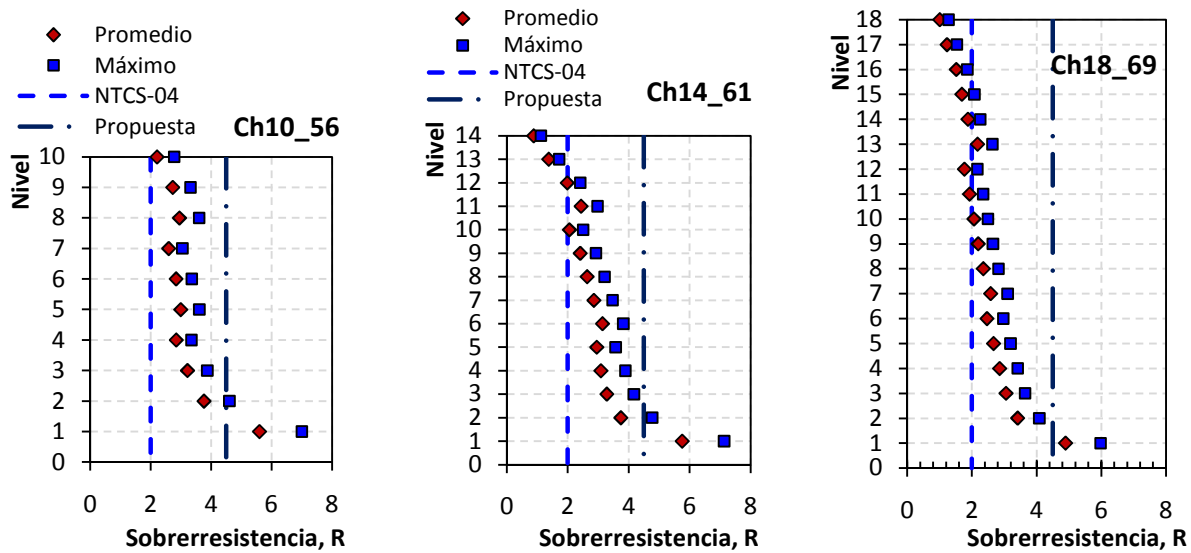


Figura 7.24. Envolturas de respuesta de las sobrerresistencias por entrespo

Estos resultados evidencian que la magnitud propuesta en el reglamento vigente (apartado A.3, NTCS-04) se ve francamente superada por edificios con este sistema estructural, lo que concuerda con resultados de ésta y otras investigaciones (Tapia 2005, Marino y Nakashima 2005, Tapia y Tena 2009) y aún por planteamientos de otros reglamentos internacionales vigentes (ASCE-05, MOC-CFE-08) que asocian edificios con esta estructuración a factores por sobrerresistencia mayores a 3.0. Cabe señalar que las Normas Técnicas establecen el criterio para la determinación de la sobrerresistencia en función del periodo fundamental de la estructura, pero independientemente del sistema estructural, con una magnitud máxima de $R=2$ en periodos dominantes bajos.

Por otra parte, las magnitudes de la sobrerresistencia demandada máxima promedio son menores que la propuesta de determinación discutida en esta investigación cuando se considera el promedio de las sobrerresistencias de los entrespos. En cambio, si se compara contra el promedio de la sobrerresistencia determinada con el cortante basal y el cortante de diseño, las magnitudes propuestas en este trabajo son ligeramente menores sin que se observe una dependencia de la altura del modelo.

Esto último, guarda congruencia con el criterio desarrollado para la determinación del factor por sobrerresistencia de este trabajo, que considera las magnitudes promedio de un conjunto de resultados que reportaban sobrerresistencias máximas ligeramente menores a $R=6.0$ (capítulo III, sección 3.4.5).

Tabla 7.2. Comparación de las sobrerresistencia obtenidas

Modelo	Periodo fundamental, T (seg)	Sobrerresistencia determinada con las NTCS-04	Sobrerresistencia propuesta en este trabajo	Promedio de sobrerresistencia demandada de los entrespos	Promedio de sobrerresistencia demandada del cortante basal
Ch10_56a	0.7211	2.0	4.5	3.170	5.595
Ch14_61a	1.2086	2.0	4.5	2.756	5.755
Ch18_69a	1.5900	2.0	4.5	2.318	4.892

Por esta razón, aunque las demandas de sobrerresistencia no están asociadas al límite de la capacidad de las estructuras, la metodología propuesta en esta investigación permite predecir con mayor certidumbre el comportamiento inelástico de edificios con este sistema estructural.

Se hace notar que los modelos estudiados están estructurados con marcos con crujías desacopladas, es decir, que no tienen crujías contiguas, de modo que la sobrerresistencia obtenida deberá considerarse con las reservas necesarias en casos con crujías contiguas hasta no realizar los estudios pertinentes.

7.7. Rigideces post-fluencia

Evaluar la rigidez de respuesta de las estructuras, a partir de las curvas de histéresis obtenidas, constituye un parámetro complementario obtenido de medios ciclos inelásticos. Ya antes, en la figura 7.14 se definió la rigidez mínima K_{min} como la secante mínima del ciclo inelástico, $K_{elastica}$ como la rigidez elástica del ciclo y K_{mc} es la rigidez asociada al medio ciclo histerético inelástico.

La rigidez K_{mc} se obtiene promediando la respuesta de los medios ciclos que tuvieron comportamiento inelástico por entrepiso; de manera que, al normalizarla con la rigidez elástica $K_{elastica}$, se obtiene un parámetro que permite cuantificar la degradación de la rigidez a lo largo de los análisis realizados.

Así, en la figura 7.25 se presenta la dispersión de la proporción entre la rigidez promedio del medio ciclo inelástico K_{mc} y la rigidez elástica $K_{elastica}$. En la gráfica, sólo se han incluido los entrepisos que tuvieron una respuesta inelástica, en el entendido que la proporción $K_{mc}/K_{elastica}$ es igual a uno en los pisos que permanecieron elásticos.

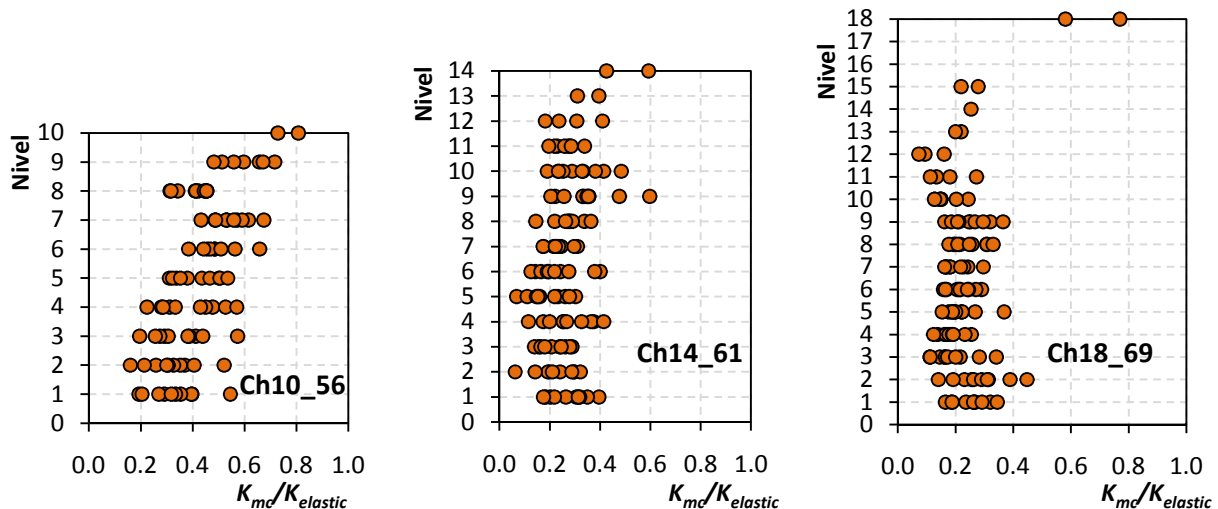


Figura 7.25. Proporción entre la rigidez promedio K_{mc} y la rigidez elástica $K_{elastica}$ presentada en los modelos

En la figura 7.26 se presentan las envolventes de respuesta con el promedio de las rigideces obtenidas en los diez registros por modelo y la magnitud máxima alcanzada determinadas únicamente con los entrepisos que tuvieron una respuesta inelástica.

Con base en lo anterior, el promedio de las rigideces promedio $K_{mc}/K_{elastica}$ más baja se presenta en los pisos inferiores del modelo de 10 niveles (*Ch10_56a*), mientras que el promedio de las rigideces más altas se presentan en los entrepisos superiores del modelo de 18 pisos (*Ch18_69a*). Los pisos 16 y 17 del modelo de 18 pisos presentaron en todos los análisis un comportamiento francamente elástico, por esta razón no aparecen señalados en la gráfica, pese a que los registros considerados se asocian al espectro de diseño con el que se diseñaron las estructuras.

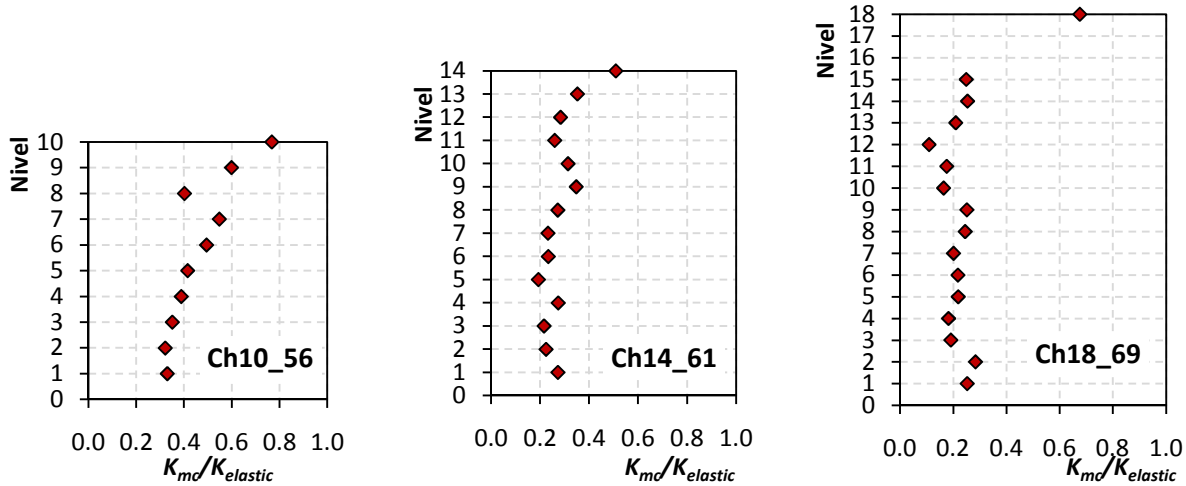


Figura 7.26. Promedio entre la rigidez de medio ciclo K_{mc} y la rigidez elástica $K_{elastic}$

7.7.1. Número de ciclos con respuesta inelástica

Una vez que se obtuvieron las curvas de histéresis de los análisis realizados, es posible considerar parámetros simples para estudiar la respuesta no lineal de los modelos. Tena-Colunga *et al* (2008) proponen considerar el número de medios ciclos que tuvieron comportamiento inelástico en análisis dinámicos para considerar la variación de la respuesta en cada registro.

Si el número de ciclos es alto, la falla puede asociarse a la fatiga, mientras que un número de ciclos bajo deberá asociarse a comportamientos cuasi-elásticos. Así, en la figura 7.27 se muestra el promedio de los ciclos inelásticos de los análisis realizados por entrepiso y la magnitud máxima registrada. Se utilizaron en total 10 registros por edificio y con base en ellos se determinó la respuesta promedio.

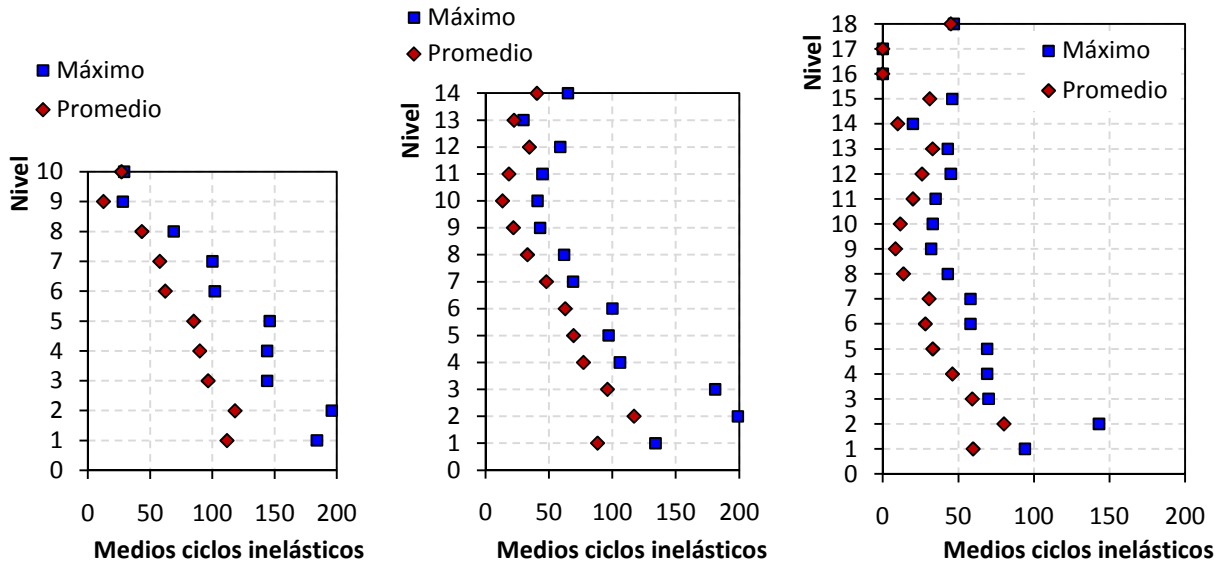


Figura 7.27. Número de medios ciclos promedio con respuesta inelástica por entrepiso

El promedio de los ciclos considera únicamente los entrepisos que tuvieron comportamiento inelástico, de manera que no se promedian los cero ciclos de los pisos que permanecieron elásticos. Los casos con ciclos igual a cero significan en que ninguno de los análisis realizados el entrepiso tuvo incursión inelástica.

Los entrepisos inferiores reportan la mayor cantidad de ciclos, lo que concuerda con la tendencia de las curvas de histéresis. Sin embargo, pese a que los pisos inferiores son los que soportan las mayores demandas inelásticas, también reportan una alta dispersión de magnitudes, lo que explica que la magnitud máxima está alejada del promedio en los entrepisos inferiores.

7.8. Conclusiones

En este capítulo se presentaron los resultados realizaron análisis dinámicos no lineales a edificios de 10, 14 y 18 niveles estructurados con marcos de acero dúctiles con contravientos tipo chevrón. Los análisis se realizaron en el programa *Opensees*, considerando un universo de diez acelerogramas artificiales que se pormenorizaron en el capítulo anterior y que coinciden con el espectro de diseño propuesto en las Normas Técnicas para la zona *IIIa*.

Los acelerogramas lograron excitar a los edificios con distintas intensidades, tal que siempre se obtuvo comportamiento no lineal de algunos entrepisos como lo demuestran las curvas de histéresis reportadas en el capítulo, siendo el modelo de 18 pisos el menos demandado. La discusión del capítulo está centrada en los resultados de los análisis que consideran la sobrerresistencia del material (*Ch10_56a*, *Ch14_61a* y *Ch18_69a*), a partir de los esfuerzos de fluencia reportados en un universo importante de pruebas de laboratorio discutidos en el capítulo VI. En este sentido, los resultados de los modelos con los esfuerzos de fluencia nominales no serían los más representativos para valorar el comportamiento de edificios de acero fabricados y construidos en el Distrito Federal, por lo que se estableció no considerarlos para fundamentar propuestas reglamentarias.

Las curvas de histéresis reportan que todos los modelos, en una menor o mayor intensidad, tuvieron una respuesta inelástica ante el universo de acelerogramas con los que se analizó cada edificio. Asimismo, el mapeo de las rotaciones plásticas en trabes y columnas y los acortamientos y alargamientos en contravientos coinciden aceptablemente bien con la formación de un mecanismo de final columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, con una buena distribución en la altura de la respuesta no lineal y poco o nulo daño en las columnas.

El promedio de las distorsiones de fluencia de los entrepisos que tuvieron respuesta inelástica resultó ser igual a 0.30% en el modelo de 10 niveles, 0.42% en el modelo de 14 niveles y 0.38% en el modelo de 18 niveles, tal que el promedio de las distorsiones al inicio del comportamiento inelástico de los 314 entrepisos que fluyeron en total es de 0.37%, que coincide aceptablemente bien con la magnitud propuesta en las Normas Técnicas para la limitación de daños (0.40%).

Las distorsiones máximas se estudiaron en dos sentidos: la distorsión máxima medida a partir del origen (desplazamiento cero) y la distorsión máxima asociada la excitación dinámica cíclica, es decir, desde una fuerza nula en un punto extremo hasta su máxima incursión inelástica en el lado opuesto.

Cabe señalar que, como se esperaba, no se presentaron colapsos numéricos, lo que aunado a que el mecanismo de falla es el deseado en términos generales, y a que no todos los modelos fueron significativamente demandados, fue posible evaluar satisfactoriamente la revisión para seguridad contra colapso (1.50%). Cabe señalar que el requisito se satisface aún en los modelos que presentaron las deformaciones más grandes, que presentan una acumulación de importante, donde la distorsión máxima de diseño es la envolvente de las magnitudes reportadas en casi todos los entrepisos.

El promedio de las ductilidades de entrepiso en el modelo de 10 niveles resultó ser igual a 2.86, mientras que en los modelos de 14 y 18 pisos fue igual a 2.70 y 2.24, respectivamente. Los resultados evidenciaron la dependencia en la altura que se había identificado con anterioridad y son cercanos a las magnitudes determinadas con la metodología propuesta en esta investigación ($Q_{10}= 3.0$ en el modelo de 10 niveles, igual a $Q_{14}= 2.33$ en el modelo de 14 niveles e igual a $Q_{18}= 2.0$ en el

modelo de 18 pisos).

La sobrerresistencia máxima demandada en los análisis dinámicos no lineales, determinada con el cortante basal y el cortante de diseño, resultó igual a $R_{10}= 5.60$ en el edificio de 10 niveles, mientras que los modelos de 14 y 18 niveles reportaron $R_{14}= 5.76$ y $R_{18}= 4.89$. Estos resultados sugieren que la propuesta de las Normas Técnicas que establece una sobrerresistencia igual a $R= 2.0$ (sin considerar el tipo de estructuración) es muy conservadora y evalúa con poca certidumbre la respuesta real de edificios de acero con marcos dúctiles contraventeados.

Cuando se considera el promedio de la sobrerresistencia demandada máxima, determinada con el cortante basal y el cortante de diseño, las magnitudes propuestas en este trabajo ($R= 4.5$ para todos los modelos estudiados) son ligeramente menores, sin que se observe una dependencia de la altura del modelo. Esto guarda congruencia con el criterio desarrollado para la determinación del factor por sobrerresistencia en este trabajo, que considera las magnitudes promedio de un conjunto de resultados que reporta sobrerresistencias máximas ligeramente menores a $R= 6.0$.

Finalmente, la proporción entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica denotan una distribución razonablemente uniforme en la altura de la respuesta inelástica de las estructuras sin cambios bruscos de magnitud, salvo en los entresijos superiores, donde se presentan las menores degradaciones de rigidez.

Capítulo VIII

Resumen, conclusiones y recomendaciones finales

RESUMEN

En este capítulo, se presentan las conclusiones derivadas de esta investigación y un conjunto de propuestas para la inclusión de los resultados de este trabajo en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

ABSTRACT

In this chapter, concluding remarks obtained throughout this research are presented. A set of proposals are also formulated in order to include them in the design guidelines of Mexico's Federal District Code.

Capítulo VIII

Resumen, conclusiones y recomendaciones finales

8.1. Etapa inicial

Se diseñaron 13 edificios regulares de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico tipo chevrón: tres de los modelos fueron de cuatro niveles, cuatro de ocho niveles, tres de doce niveles y tres de dieciséis niveles siguiendo estrictamente el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Los modelos tienen columnas de sección cajón con acero A-572 Gr. 50 con trabes de acero de sección I y contravientos de sección cajón ambas con acero A-36.

En el reglamento vigente (RCDF-04) solicita para estructuras dúctiles formadas por marcos sismo – resistentes de acero, que las columnas aporten al menos el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica sin considerar la contribución del sistema de contravientos. Con este fundamento, durante la etapa de diseño de los modelos se varió la aportación al cortante lateral resistente de las columnas del marco, en relación a la contribución de los contravientos para cada altura propuesta.

A estos modelos, se les practicaron análisis inelásticos estáticos ante carga monótona creciente para observar la secuencia de demandas inelásticas y mecanismos de colapso y su relación con las premisas iniciales de diseño de manera que, con estos resultados, fue posible inicialmente evaluar el comportamiento de las estructuras diseñadas con el reglamento vigente y posteriormente, proponer mejoras a los criterios que permitan obtener estructuras más confiables y seguras.

8.1.1. Observaciones iniciales

Los resultados denotan que el intervalo de aportación del cortante resistente de las columnas y contravientos para el cual se obtienen mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil tiene una estrecha relación con la altura de la edificación (tendencia observada). Estos resultados corroboraron que el límite establecido en las Normas Técnicas que solicita que el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica actuante sea resistido por las columnas del marco sin considerar la aportación de los contravientos es adecuado, a fin de obtener mecanismos de colapso congruentes para edificios de baja altura. Sin embargo, los mecanismos asociados en modelos de mediana y gran altura no siguieron este deseable comportamiento.

Con base en estos resultados, se propuso una metodología para determinar la aportación mínima del cortante lateral resistente que deben soportar las columnas del marco en relación al sistema de contravientos, en función de la altura de la edificación y de los esfuerzos de fluencia de las columnas y de los contravientos.

Asimismo, se demostró que en configuraciones de edificios convencionales diseñados con métodos racionales, la posibilidad de que se presente un contraviento que no sea de sección compacta e incumpla los límites de las relaciones de esbeltez para marcos dúctiles de los reglamentos vigentes es prácticamente nula.

En el Apéndice A intitulado *Rigidez aproximada y balance de final de cargas* se presenta un estudio sobre los factores que intervienen y la determinación de la rigidez lateral en marcos de acero contraventeados y el balance final de cargas que desarrollarán estos sistemas estructurales.

El estudio de la redistribución de cargas (capítulo II) evidenció su influencia en el comportamiento global, luego de la plastificación de los contravientos por pandeo en compresión o fluencia por tensión en sismos intensos, así como la importancia y complejidad de predecir razonablemente la magnitud de la carga axial en las columnas desde la etapa de diseño.

Las columnas del modelo *Ch12p5*, que se diseñó para soportar al menos el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica y que cumplen los requisitos del reglamento vigente, pero que no satisfacen la contribución mínima propuesta en esta investigación, se biarticulan y pierden prematuramente su capacidad resistente por flexión en $0.3M/M_y$ ante el aumento de carga axial. Por otra parte, los modelos cuyas columnas que se diseñaron para resistir mayores contribuciones al cortante (*Ch12p6* y *Ch12p8*) y que cumplen con la contribución mínima propuesta en el capítulo anterior, fluyen de manera estable por flexión, con una mayor distribución en la altura del comportamiento inelástico, con poco o nulo daño en sus columnas, con cargas apenas mayores a $0.5P/P_y$.

Después del pandeo de los contravientos y biarticulación de las columnas, las trabes del modelo *Ch12p5* reportan cambios repentinos en la dirección de las solicitaciones muy evidentes en las trabes de las crujías contraventeadas. El efecto de axialización de las trabes sólo es relevante en los elementos de las crujías contraventeadas, que denotan la respuesta inelástica de los contravientos y las columnas a lo largo del análisis. En cambio, la sollicitación por flexión y cortante tiene magnitudes y comportamientos semejantes en las trabes de las crujías contraventeadas y no contraventeadas.

Se demostró en el capítulo III que la distorsión tangencial no tiene una influencia decisiva en las distorsiones de entrepiso y que las distorsiones obtenidas en los análisis no lineales de los modelos estudiados satisfacen los límites de deformación por fluencia y por seguridad contra colapso propuestos en el Apéndice A (NTCS-04). La magnitud de estos límites resultó ser bastante similar a la obtenida cuando se consideran las distorsiones obtenidas de la curva cortante – distorsión, en comparación a los resultados de la curva primaria idealizada bilineal.

Asimismo, se demostró que el factor de ductilidad es dependiente de la altura de los modelos, observación no incluida en el reglamento mexicano vigente. Cuando los modelos satisfacen el límite de aportación mínima al cortante resistente del cincuenta por ciento, las estructuras de baja o mediana altura satisfacen las ductilidades pretendidas en la etapa de diseño ($Q=3$). Sin embargo, este favorable comportamiento se deteriora con el aumento de la altura, tal que se presentó una metodología para establecer un factor de reducción por ductilidad congruente con los resultados de ésta y otras investigaciones en función de la relación de esbeltez de los modelos.

En todos los casos, las sobrerresistencias obtenidas en los análisis resultaron ser mayores a lo especificado en los reglamentos disponibles (NTCS-04, MOC-CFE-08, CNBC-05, ASCE-7-05 e IBC-06), sin que se notara una dependencia de la aportación al cortante lateral resistente para el que fueron diseñadas las columnas ni la altura de los modelos. A partir de los resultados obtenidos, se propuso una variación de la metodología presentada en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08) para determinar un factor por sobrerresistencia congruente a los resultados obtenidos en esta investigación, en función del periodo fundamental de la estructura.

Como complemento a esta discusión, en el Apéndice B de este documento, intitulado *Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados*, se detalla el comportamiento de las curvas cortante – distorsión, que incluye la aportación al cortante lateral resistente de las columnas del marco en relación al sistema de contravientos y el comportamiento del cortante resistente teórico $V_{teórico}$ para el que fueron concebidas las columnas en la etapa elástica.

8.2. Propuesta de análisis y diseño

Con base en los resultados obtenidos del análisis de los edificios estudiados en la primera parte de esta investigación, se estableció una metodología de diseño por capacidad para edificios regulares con marcos de acero dúctiles con contraviento concéntrico.

En el capítulo IV se presentan inicialmente los requisitos que deben satisfacer las secciones transversales para que las estructuras se diseñen con ductilidades superiores a $Q > 2$. Posteriormente, se exponen las disposiciones para el diseño sísmico de estos sistemas estructurales y, finalmente, se presenta una propuesta en los criterios de prediseño de los contravientos de fluencia por tensión y pandeo por compresión; columnas por flexión asociado a la carga lateral resistente y axialización y trabes por cargas gravitacionales y diseño por balance de resistencias en los nodos. En la figura 8.1 se muestra la metodología de diseño propuesta.

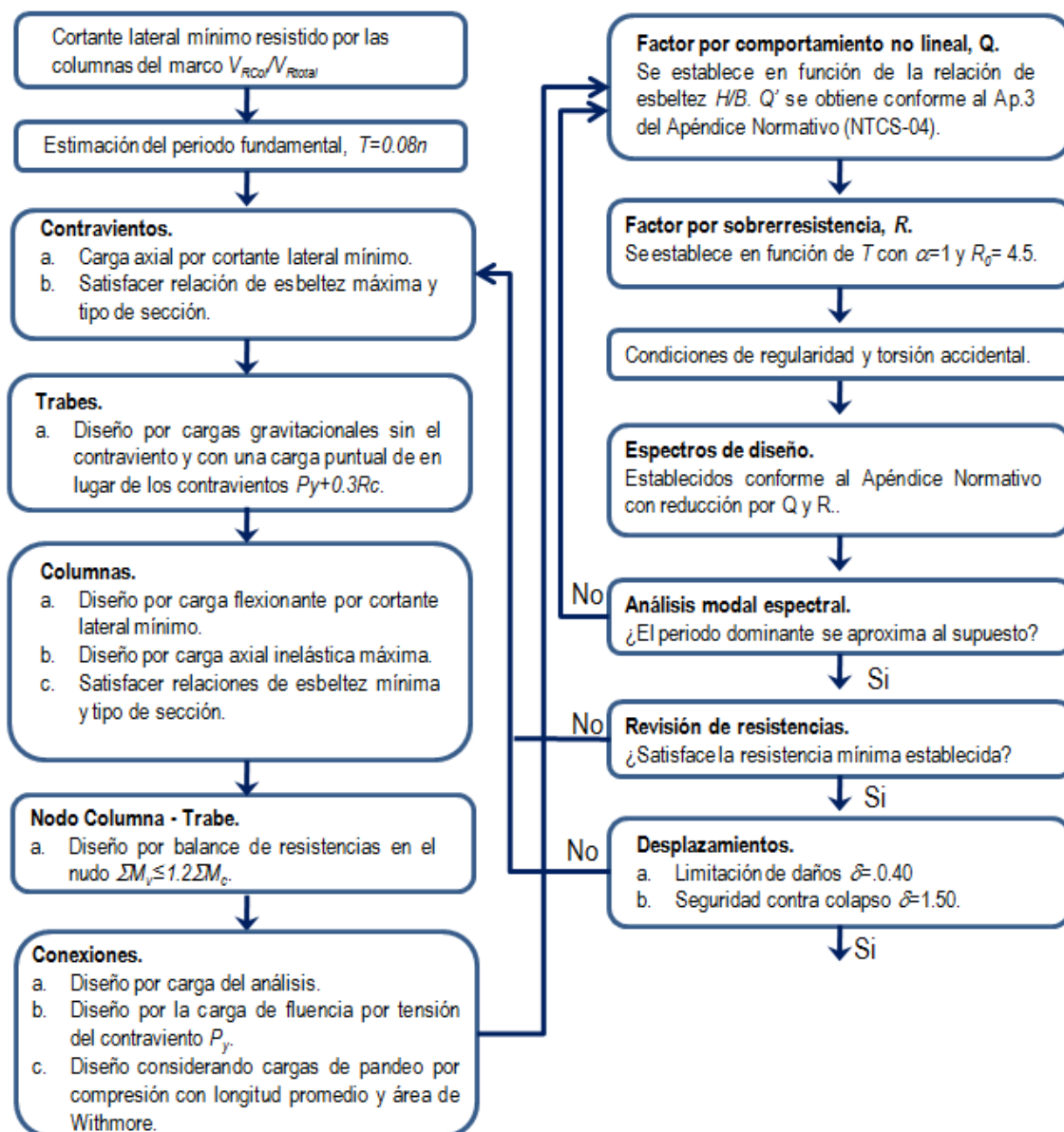


Figura 8.1. Diagrama propuesto de análisis y diseño de marcos de acero dúctiles con contravientos

La metodología propuesta se evaluó y ejemplificó en tres edificios regulares de 10, 14 y 18 pisos con la misma configuración estudiada y se supusieron en zona del Lago en un terreno con un periodo dominante igual a $T_s = 1.05$ seg, que corresponde a la subzona *IIIa* (NTCS-04). Los análisis elásticos se llevaron a cabo considerando los espectros de diseño propuestos en el Apéndice A aplicando los factores de reducción por sobrerresistencia R , por comportamiento no lineal Q y la aportación mínima de la fuerza que debe ser resistida por las columnas del marco propuestas en esta investigación.

Los resultados de los análisis elásticos demostraron que siguiendo la metodología de diseño por capacidad propuesta, los modelos satisfacen los límites de deformación establecidos en las NTCS-04 y cumplen las capacidades mínimas de rigidez y resistencia establecidas para que el modelo se asocie a la contribución lateral mínima propuesta en esta investigación, asociada a mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil.

Las ecuaciones simples para la predicción de la carga axial en marcos contraventeados concéntricos en la etapa inelástica se desarrolló en una investigación paralela que se discute en el Apéndice C, intitulado *Estudio de la axialización de columnas*, donde se comparan las solicitaciones de análisis dinámicos no lineales contra las cargas estimadas con metodologías publicadas.

8.2.1. Evaluación y ejemplificación de la metodología

Como parte de este proyecto se realizó una estancia de investigación en Canadá para comparar los criterios de los reglamentos mexicanos con los criterios propuestos en otros reglamentos internacionales y resultados de pruebas experimentales a este tipo de sistemas estructurales.

A partir de la misma, se estableció un modelado de marcos de acero contraventeados en el programa de análisis no lineal *OpenSees* por medio de fibras en la sección transversal, calibrado con resultados de estudios experimentales, estudios paramétricos de investigaciones similares, consideraciones de diseño de las conexiones y las discretizaciones consideradas en el modelo de este estudio.

Pese a que el modelo del contraviento propuesto no toma en cuenta esfuerzos residuales, deformaciones por imperfecciones en el contraviento, efecto de pandeo local ni fractura del elemento ante carga cíclica, se hizo notar la conveniencia de usar el material *Steel02* con el modelo constitutivo propuesto por Giuffré – Menegotto – Pinto, ya que la respuesta histerética del modelo de los contravientos coincide adecuadamente con los resultados de pruebas de laboratorios.

Por otra parte, a través de 289 certificados de laboratorio de aceros A-36 y A-572 Gr. 50 de espesores de placas entre 3/16" (0.48 cm) a 2.5" (6.35 cm), se establecieron magnitudes más realistas de su esfuerzo de fluencia y esfuerzo último, que equivalen a que el esfuerzo de fluencia real del acero A-36 es $f_{y\text{ real}} = 1.29f_{y\text{ teórico}} = 3,264 \text{ kg/cm}^2$ e igual a $f_{y\text{ real}} = 1.19f_{y\text{ teórico}} = 4,183 \text{ kg/cm}^2$ cuando se trata de acero A-572 Gr. 50.

Con esta información, para cada altura (10, 14 y 18 niveles), se realizaron análisis estáticos no lineales a dos modelos, uno de ellos considerando los esfuerzos de fluencia teóricos y otro con los esfuerzos de fluencia con la sobrerresistencia del material establecida de las pruebas de laboratorio. Todos los resultados obtenidos de estos análisis se estudiaron a la mitad del análisis (50 percentil), a la mitad más una desviación estándar (84 percentil) y al final del análisis (100 percentil) y se compararon con los límites establecidos en el Reglamento de Construcciones.

Las distorsiones de entrepiso obtenidas en los análisis no lineales se estudiaron y compararon, a partir de los factores de concentración de distorsión (*DCF* por sus siglas en inglés) con los planteamientos en otras investigaciones, estableciendo que los modelos diseñados con la metodología propuesta son menos propensos a desarrollar pisos débiles.

Las distorsiones de fluencia obtenidas en los análisis dinámicos no lineales son, en general, bastante cercanas al límite que propone el reglamento, pese a que algunos entrepisos de los modelos que consideran la sobrerresistencia del material superan el 0.40% y en otros entrepisos fluyen a una

distorsión menor. El promedio de las distorsiones de entrepiso obtenidas por los modelos ($\delta_{y\text{ prom}} = 0.38\%$) establece que el límite propuesto en las Normas Técnicas es adecuado pese a una ligera dependencia de las distorsiones en la altura.

Por otra parte, la distorsión última propuesta para la revisión de seguridad contra colapso, igual a 1.50%, podría constituir una buena referencia de la deformación de prevención de colapso alcanzada por los modelos si se considera los últimos pasos analíticos obtenidos de los análisis. Sin embargo, si se considera la rotación real que pueden soportar los elementos (como se realizó en esta investigación), tal que el último paso considerado es menor al último paso analítico del archivo de salida del programa de análisis, las distorsiones últimas son menores y el límite queda sobreestimado. El promedio de la distorsión última obtenida en los análisis ante carga estática monótona creciente es igual a $\delta_u = 1.49\%$, que resulta muy próxima al límite propuesto.

Finalmente, con los resultados de estos análisis estáticos no lineales se determinó una curva bilineal idealizada para calcular espectros de demandas de ductilidad, considerando diez acelerogramas artificiales que se seleccionaron por tener características similares a las demandas de peligro sísmico consideradas para la zona *IIIa*, de manera que fue posible establecer los registros que causarán las mayores demandas sísmicas a las estructuras en los análisis dinámicos no lineales.

Con base en los análisis dinámicos no lineales, la distorsión de fluencia de entrepiso promedio obtenida de los tres modelos ante los diez acelerogramas (314 datos en total), resultó igual a 0.37%, que coincide aceptablemente bien con la magnitud propuesta en las Normas Técnicas para la limitación de daños (0.40%). Sin embargo, cabe señalar la posibilidad de que en algunos entrepisos el daño en algún elemento se presente en distorsiones menores, lo que significaría que el daño estructural se presentaría antes que el daño en elementos no estructurales.

Las distorsiones máximas se estudiaron en dos sentidos: la distorsión máxima medida a partir del origen (desplazamiento cero), que es la distorsión máxima de referencia establecida en los reglamentos para fines de diseño, y la distorsión máxima asociada a un medio ciclo de carga, medida a partir de un cortante de entrepiso nulo en un medio ciclo asimétrico que no inicia en el origen y cuyo desplazamiento de referencia se encuentra en un cuadrante opuesto a donde se presenta la máxima demanda de desplazamiento.

Se apreció que todos los modelos cumplen satisfactoriamente con la revisión de la distorsión para seguridad contra colapso (1.50%), aún los modelos que presentaron las mayores deformaciones, asociados a un nivel de daño importante. En esta revisión la distorsión máxima de diseño resultó ser, la mayoría de las veces, la envolvente de las distorsiones obtenidas en los análisis inelásticos.

La distorsión máxima asociada a un medio ciclo de carga alcanzó magnitudes máximas cercanas al 2.40%. De acuerdo con estos resultados, la máxima distorsión a la que pueden estar sujetas este tipo de estructuras durante una excitación dinámica es importante.

El promedio de las ductilidades de entrepiso de los análisis dinámicos realizados al modelo de 10 niveles resultó ser igual a 2.86, mientras que en los modelos de 14 y 18 pisos fue igual a 2.73 y 2.24, respectivamente. Los resultados evidenciaron la dependencia en la altura que se había identificado con anterioridad, y son cercanos a las magnitudes determinadas con la metodología propuesta en esta investigación ($Q_{10} = 3.0$ en el modelo de 10 niveles, igual a $Q_{14} = 2.33$ en el modelo de 14 niveles e igual a $Q_{18} = 2.0$ en el modelo de 18 pisos).

El promedio de las máximas sobrerresistencias demandadas considerando el cortante basal y el cortante de diseño del modelo de 10 niveles resultó igual a $R_{10} = 5.60$, mientras que los modelos de 14 y 18 niveles reportaron $R_{14} = 5.76$ y $R_{18} = 4.89$. Estos resultados sugieren que la propuesta de las Normas Técnicas que establece una sobrerresistencia igual a $R = 2.0$ (sin considerar el tipo de estructuración) es muy conservadora y evalúa con poca certidumbre la respuesta real de edificios de acero con marcos dúctiles contraventeados.

Por otra parte, las magnitudes de la sobrerresistencia demandada máxima promedio son ligeramente menores que la propuesta de determinación discutida en esta investigación, sin que se observe una dependencia de la altura del modelo. Esto guarda congruencia con el criterio desarrollado para la determinación del factor por sobrerresistencia en este trabajo, que considera las magnitudes

promedio de un conjunto de resultados que reportaban sobrerresistencias máximas ligeramente menores a $R=6.0$.

El mapeo de las rotaciones plásticas en trabes y columnas y los acortamientos y alargamientos en contravientos coinciden aceptablemente bien con la formación de un mecanismo último de colapso de columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, con una distribución razonable de la respuesta no lineal en la altura y con poco o nulo daño en las columnas.

El modelo de 18 pisos presenta pocos elementos con rotaciones, alargamientos o acortamientos máximas, lo que debe implicar que tiene reservas de resistencia de importancia. Esto concuerda con los resultados que ubicaron este modelo en la rama descendente de los espectros de demanda de ductilidades en el capítulo VI, pese a que los diez registros considerados coinciden con el espectro de diseño para el que fueron modeladas las estructuras.

Finalmente, es valioso hacer notar que las propuestas de este estudio fueron determinadas a partir de modelos con crujías contraventeadas desacopladas, de manera que los resultados se deben considerar con las reservas necesarias en marcos con crujías contraventeadas acopladas hasta la realización de los estudios pertinentes.

8.3. Recomendaciones reglamentarias

Los esfuerzos de esta investigación estuvieron encaminados a estudiar edificios regulares con conexiones rígidas con contravientos concéntricos entre los 4 a los 18 niveles, por lo que los resultados y las recomendaciones generadas constituyen una referencia valiosa de la respuesta sísmica de este tipo de estructuración.

Como se ha discutido, los resultados han sido calibrados en modelos de distintas alturas y comparadas con los requisitos establecidos en reglamentos internacionales: Canadá (CNBC-05 y CISC-06), Estados Unidos (ASCE-7-05, IBC-06 y ATC 63-08), Japón (BCJ-06), Europa (EC3-05 y EC8-05) y México (RCDF-04 y MOC-CFE-08). Por esta razón, con el fin de presentar práctica y eficazmente los resultados de esta investigación, se hacen propuestas de modificación en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus respectivas Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04) y Diseño por Sismo (NTCS-04).

8.3.1. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo

8.3.1.1. Limitar el factor de comportamiento sísmico

Se debe establecer que el factor de comportamiento sísmico igual a $Q=4$ es válido únicamente para marcos dúctiles de acero con contraventeo excéntrico (no incluidos en este estudio) y los marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo de acero concéntrico (estudiados por Godínez 2010), pero que no es adecuado para marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico, como se ha demostrado en este estudio.

Dice (apartado 5.1.a, NTCS-04):

La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

Propuesta:

La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no

contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos de concreto con contraventeo concéntrico de acero o con muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de los dos materiales o marcos de acero con contraventeo excéntrico, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar los muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

8.3.1.2. Establecer un factor de comportamiento sísmico para marcos de acero con contraventeo concéntrico

En concordancia con el apartado 6 sobre estructuras dúctiles en las NTCM-04, se limita el factor de comportamiento sísmico igual a $Q=3$ para marcos dúctiles de acero con contraviento concéntrico y $Q=2$ para marcos de acero de ductilidad normal con contraventeo concéntrico y se solicita una contribución mínima de las columnas del marco sin considerar la aportación del sistema de contravientos. En el caso de estructuras esbeltas, se solicita un aumento de la carga sísmica, mediante la disminución del factor de comportamiento sísmico.

Dice (apartado 5.2, NTCM-04):

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Propuesta:

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes, cuyos marcos son capaces de resistir en todos los entrepisos, sin contar los contravientos, cuando menos la fracción de la fuerza sísmica actuante determinada con la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{RCol}}{V_{RTotal}} \geq 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{F_{yCol}}{F_{yDiag}}}$$

En la ecuación anterior, H es la altura del edificio, B el ancho del edificio en la dirección estudiada, F_{yCol} el esfuerzo de fluencia de las columnas y F_{yDiag} el esfuerzo de fluencia de los contravientos.

En marcos dúctiles con contraventeo concéntrico, cuando se cumplan los requisitos anteriores, el factor por comportamiento sísmico deberá observar la siguiente inequación, donde H es la altura y B el ancho del edificio en la dirección global en la que se está realizando el

análisis.

$$\text{Si } H/B \leq 1.0 \quad Q = 3$$

$$\text{Si } 1.0 < H/B \leq 1.6 \quad Q = 3 - \frac{5}{3} \left(\frac{H}{B} - 1 \right)$$

$$\text{Si } 1.0 < H/B \quad Q = 2$$

En este caso, la determinación del factor por comportamiento sísmico reducido Q' deberá determinarse con la ecuación A.9 del Apéndice A.

8.3.1.3. Establecer un factor por sobrerresistencia para marcos de acero con contraventeo concéntrico

Se describen los factores de reducción por sobrerresistencia determinados en esta investigación para aceptar que la sobrerresistencia es función de los sistemas estructurales.

Dice (apartado A.3, NTCS-04):

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{Si } T \leq T_a \\ 2 & \text{Si } T > T_a \end{cases}$$

Propuesta:

La reducción por sobrerresistencia está dada por el siguiente factor:

$$R = R_0 + \alpha \left(1 - \sqrt{\frac{T}{T_a}} \right) \quad \text{Si } T \leq T_a$$

$$R = R_0 \quad \text{Si } T > T_a$$

donde $\alpha = 1.0$ y $R_0 = 4.5$ para marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico.

8.3.2. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas

8.3.2.1. Restringir el cambio de sección transversal en marcos con contravientos

Actualmente, no existe ninguna restricción normativa para el cambio de sección transversal en las columnas, las vigas ni en los contravientos de los marcos, por lo que se propone limitarla incluyendo el siguiente párrafo en el apartado 6 Estructuras dúctiles.

Propuesta:

El factor de comportamiento sísmico indicado en la tabla 6.1 será aplicable en marcos de acero contraventeados, siempre que no se realicen cambios de secciones transversales de columnas, vigas y contravientos en un mismo entrepiso.

8.3.2.2. Establecer el máximo factor de comportamiento sísmico

En concordancia con la propuesta de modificación del apartado 5.2 de las NTCS-04, se solicita una contribución mínima de las columnas del marco sin considerar la aportación del sistema de contravientos.

Dice (apartado 6.1, NTCM-04):

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contravientos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos del 50 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado. Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contravientos excéntricos.

Propuesta:

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contravientos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos del 50 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado. En marcos dúctiles con contraventeo concéntrico, esta fracción mínima se determinará a partir de la siguiente expresión:

$$\frac{V_{RCol}}{V_{RTotal}} \geq 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{F_{yCol}}{F_{yDiag}}} \quad (8.1)$$

En la ecuación anterior, H es la altura del edificio, B el ancho del edificio en la dirección estudiada, F_{yCol} el esfuerzo de fluencia de las columnas y F_{yDiag} el esfuerzo de fluencia de los contravientos.

8.3.2.3. Requisitos adicionales en marcos dúctiles

Se solicita que los marcos de esta sección satisfagan los requisitos establecidos para marcos rígidos con ductilidad alta, independientemente de la ductilidad del contraviento.

Dice (apartado 6.2.3, NTCM-04):

Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tienen la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Los marcos de este tipo deberán satisfacer, además, los requisitos específicos indicados en esta sección.

Propuesta:

Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tienen la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Los marcos de este tipo deberán satisfacer, además del apartado 6.2.1, los requisitos específicos indicados en esta sección.

8.3.2.4. Requisitos adicionales para columnas de marcos con contravientos

Incluir requisitos para las columnas adyacentes a las crujías contraventeadas, que no existen en el reglamento vigente, para considerar la redistribución de cargas en la respuesta inelástica de los marcos con contravientos concéntricos. Para esto se propone incluir una sección adicional intitulada: 6.2.4.4 Columnas adyacentes a la crujía contraventeada.

Propuesta:

La columna adyacente a la crujía contraventeada deberá satisfacer los siguientes requisitos en cada entrepiso:

- a) Ser capaz de resistir un momento flexionante de al menos $0.3ZF_y$ en combinación con la carga axial calculada en el análisis.
- b) Ser diseñada para soportar una carga axial P_k determinada con la siguiente ecuación, donde P_g es la carga axial asociada a las cargas gravitacionales que bajan por la columna k y P_f es la carga de fluencia proyectada de los contravientos, ya sea por pandeo en compresión o fluencia por tensión de los entrepisos que se encuentran sobre la columna. P_f debe ser determinada siguiendo alguna metodología que no sobreestime la axialización de estas columnas.

$$P_k = P_g + P_f$$

- c) Las conexiones rígidas de los nudos columna – trabe – contraviento deben satisfacer los requisitos de la sección 5.8.
- d) Siempre que sea posible, se preferirá que varios contravientos concéntricos lleguen a una misma columna en distintos planos para evitar axializaciones que debiliten su capacidad a flexión.

8.3.2.5. Requisitos adicionales en conexiones columna – trabe – contravientos

Se solicita que en nudos críticos de marcos con contraventeo concéntrico se vigile que la resistencia de las columnas sea mayor que la resistencia de las trabes.

Dice (apartado 5.8.10, NTCM-04):

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0$$

Propuesta:

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > \alpha$$

donde $\alpha = 1.2$ para marcos dúctiles con contraventeo concéntrico.

8.4. Investigaciones futuras

En este trabajo se estudiaron edificios regulares estructurados con base en marcos dúctiles de acero con contravientos concéntricos en configuración chevrón con un número limitado de modelos con conexiones rígidas y, pese a que el universo de estructuras estudiadas es mayor que los considerados en estudios similares (Bruneau *et al.* 1998, MacRae *et al.* 2004, Marino *et al.* 2005, Izvernari 2007, Guilini-Charette 2009), los resultados se deben considerar con las reservas necesarias.

El autor reconoce que aún faltan varios parámetros por ser calibrados; sin embargo, los resultados de los modelos estudiados aportan un panorama más amplio, como parte de una investigación global para valorar el comportamiento de este tipo de estructuraciones en zonas sísmicas y permiten proporcionar recomendaciones de diseño para garantizar, en la medida de lo posible y sin extrapolaciones de otros sistemas estructurales, un desempeño satisfactorio que avale la funcionalidad de los edificios en sismos moderados y la seguridad y beneficio social en sismos intensos.

Bajo esta perspectiva, queda pendiente evaluar varios aspectos entre los que destacan los siguientes:

- a. Los modelos estudiados fueron siempre regulares sin excentricidades geométricas ni cambios de rigidez. Evidentemente, la modificación de estas premisas ocasionará variaciones en los resultados generados en este estudio cuya influencia deberá ser evaluada adicionalmente. Mientras eso ocurre, estos efectos deberán ser incluidos siguiendo los criterios específicos de las Normas Técnicas sobre las condiciones de regularidad (apartado 6, NTCS-04) de manera estricta y conservadora, hasta evaluar su influencia en estudios específicos para este tipo de estructuración.
- b. La influencia de la configuración de contravientos en cruz cada dos niveles se consideró en el Apéndice C para estudiar la axialización de las columnas. Sin embargo, la evaluación de la metodología para definir el cortante mínimo que deben soportar las columnas en relación al sistema de contravientos y los factores de reducción por comportamiento no lineal y sobrerresistencia se evaluaron únicamente en marcos con contraviento tipo chevrón. Sería conveniente realizar análisis no lineales a modelos con distintas configuraciones de contravientos para ratificar que la metodología propuesta en su conjunto disminuye la tendencia a la formación de pisos débiles en todos los casos.
- c. La costumbre para determinar la carga axial máxima que se puede desarrollar en una columna de una crujía contraventeada consideraba la suma de los cortantes de las trabes más la proyección de las cargas axiales de los contravientos. En esta investigación, luego de demostrar que esta magnitud sobreestimaba la sollicitación, se desarrolló una metodología para predecir la carga axial, a partir de análisis no dinámicos en suelo firme. Sin embargo, podría demostrarse que en algunos casos, la influencia de los modos superiores en terreno firme o blando podría influir en la respuesta sísmica de las estructuras. Por esta razón, sería necesario evaluar el comportamiento de la metodología de prediseño propuesta ante distintos escenarios, analizando la influencia de los modos en la axialización de las columnas.
- d. En este estudio, la conexión columna – viga y columna – viga – contraviento se modeló como un nodo rígido. Se espera que edificios con conexiones semi-rígidas presenten mayores deformaciones, que originarían variaciones en los resultados de esta investigación, por lo que no sería válido realizar extrapolaciones de las propuestas de este trabajo hasta su valoración con los estudios pertinentes.
- e. Debido a que es una costumbre muy socorrida en la Ciudad de México, se requeriría realizar pruebas experimentales a columnas de sección cajón formada de placas soldadas y con placas y perfiles laminados disponibles comercialmente en México, para estudiar el desarrollo de la plastificación y las rotaciones máximas reales.

Citas, referencias y bibliografía

Citas, referencias y bibliográfica

- [1] ASCE 7-05 (2005), **Minimum design loads for buildings and other structures**. *ASCE Standard ACE/SEI 7-05*, American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0809-2.
- [2] AISC (1968), **Plastic design of braced multistory steel frames**, *Committee of Structural Steel Producers*, American Iron and Steel Institute, American Institute of Steel Construction. New York, U.S.A.
- [3] Astaneh-Asl, A., M. Cochran y R. Sabelli (2006), "Seismic detailing of gusset plates for special concentrically braced frames". *Structural steel educational council*. Technical information and product service. December, www.steeltips.org.
- [4] ATC-63 (2008), "Quantification of buildings seismic performance factors", *ATC-63 Project Report – 90% Draft*. FEMA P695, April.
- [5] Bazán, E. y R. Meli (2000), **Diseño sísmico de edificios**. Ed. Limusa, Tercera reimpresión.
- [6] Bruneau, M., C. Uang y A. Whittaker, (1998), **Ductile design of steel structures**. Mc Graw Hill, Boston, Massachusetts.
- [7] Chambers, J. y C. Ernst (2005), "Brace frame gusset plate research". *Research Report*, Department of Civil & Environmental Engineering, University of Utah, Vol. I, February.
- [8] Chopra, A. (1995), **Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering**. Prentice Hall.
- [9] CISC-93 (1993), **Handbook of Steel Construction, 5th edition**. Canadian Institute of Steel Construction. Willowdale, Ontario, Canada.
- [10] CISC-06 (2006), **Handbook of steel construction, 4th edition**. Canadian Institute of Steel Construction. Willowdale, Ontario, Canada.
- [11] CNBC-05 (2005), **Code national du bâtiment – Canada 2005, volume 1**. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. Conseil National de Recherche, 12th. Ed. Ottawa, ON.
- [12] Cochran, M. y W. Honeck (2004), "Design of special concentric braced frames (with comments on ordinary concentric braced frames)", *Structural steel educational council*. Technical information and product service. May, www.steeltips.org.

- [13] De Buen, O. (1992), **Estructuras de acero. Comportamiento y diseño**. Editorial Limusa, cuarta reimpresión. México.
- [14] Del Valle, E. (2006). Comunicación personal.
- [15] Elghazouli, A. (2003), "Seismic design procedures for concentrically braced frames", *Structures and Buildings*, Vol. 156, Issue SB4, November. Research Databases, <http://search.epnet.com/community.aspx>.
- [16] EC8-05 (2005), **EuroCode – 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**. European committee for standardization, Brussels, March.
- [17] Fell, B. V., A. M. Kanvind y G. G. Deierlein (2010). "Large-scale testing and simulation of earthquake induced ultra low cycle fatigue in bracing members subjected to cyclic inelastic buckling." *Blume Earthquake Engineering Center Technical Report #172*, Stanford University, Stanford, CA.
- [18] Godínez Domínguez, E. A. (2010), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón". **Tesis de doctorado**, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, julio.
- [19] Guilini-Charette, K. (2009), "Effets des mouvements sismiques sur les structures en acier de la catégorie des constructions conventionnelles". **Tesis de maestría**, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Canada, December.
- [20] Haddad, M. y R. Tremblay (2006), "Influence of connection design on the inelastic seismic response of HSS steel bracing members", *Memorias, 11th International Symposium and II International Conference on Tubular Structures*, Quebec City, Canada, September. www.ists11.org.
- [21] Izvernari, C. (2007), "The seismic behavior of steel braces with large sections", **Tesis de maestría**, Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, École Polytechnique de Montréal, Canada. Avril.
- [22] Izvernari, C., M. Lacerte y R. Tremblay (2007), "Seismic performance of multi-storey concentrically braced steel frames designed according to the 2005 Canadian seismic provisions", *Memorias, Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, Ontario, Canada, June.
- [23] Kangmin, L. y M. Bruneau (2005), "Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: review of experimental data", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, April, pp. 552-559.
- [24] Karavasilis, T. N. Bazeos y D. Beskos (2007), "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 2275–2289, June, Doi: 10.1002/eq.

- [25] Khatib, I., S. Mahin y K. Pister (1998), "Seismic behavior of concentrically braced steel frames", *Report UBC/EERC-88/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California. January.
- [26] Kemp, A. (1996), "Inelastic local and lateral buckling in design codes", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 22, No. 4, December, pp. 374 – 382.
- [27] Lacerte, M. y R. Tremblay (2006), "Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistory split-X concentrically braced steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pp. 1005-1021.
- [28] Lundeen, T. (2003), "Design and detailing of seismic connections for braced frame structures", *Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Vol. 25, pp. 1-20.
- [29] LRFD-97 (1997), **Manual of steel construction. Load resistance factor design, specification for structural steel buildings**, American Institute of Steel Construction (AISC).
- [30] McCormac, (1998), **Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD**. Alfaomega. Primera edición.
- [31] MacRae, G.A., Y. Kimura y C. Roeder (2004), "Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, March, pp. 381–391.
- [32] Marino, E. y M. Nakashima (2005), "Seismic performance and new design procedure for chevron-braced frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley InterScience (www.interscience.wiley.com), pp. 434–452. doi: 10.1002/eqe.539.
- [33] Marino, E., A. Ghersi y M. Muratore (2006), "Effectiveness of a design method for chevron braces based on the ultimate lateral strength", *Memorias, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper No. 230. September.
- [34] Mazzoni, S., F. McKenna, M. Scott, M y G. Fenves (2006), "Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual", *Report NEES grid-TR 2004-21*. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>.
- [35] Miranda, E. (1994), "Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 50, septiembre, pp. 15-30.
- [36] Mitchel, D., R. Tremblay, E. Karacabeyli, P. Paultre, M. Saatcioglu y D. Anderson (2003), "Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 30, pp. 308–327.
- [37] MOC-CFE-08 (2008), **Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo**. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.

- [38] Muria, D. y R. González (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad de Ingeniería Sísmica, septiembre – diciembre, No. 51, pp. 25-45.
- [39] NTCCr-04, (2004), "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre.
- [40] NTCM-04, (2004), "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño y construcción de estructuras metálicas", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre.
- [41] NTCS-04, (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre.
- [42] Ordaz, M., E. Miranda y J. Avilés (2003), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
- [43] Paulay, T y M. J. N. Priestley, (1992), **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building**, Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-471-54915-4.
- [44] Prakash, V., G. H. Powell y F. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide", *Report No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- [45] RCDF-2004, (2004), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF)", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, enero.
- [46] Redwood, R. y V. Channagiri (1991), "Earthquake resistant design of concentrically braced steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, March, pp. 839–850.
- [47] Remennikov, A. y W. Walpole (1998), "Seismic behavior and deterministic design procedures for steel V-braced frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 2, May, pp. 335-355.
- [48] Sang, W.-H., T.-K. Wook y D. Foutch (2007), "Tensile strength equation for HSS bracing members having slotted end connections", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 995–1008, Doi: 10.1002/eq.
- [49] Tada, M., T. Fukui, M. Nakashima y C. Roeder (2003), "Comparison of strength capacity for steel building structures in the United States and Japan", *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 4, No. 1, September, pp. 1-13.
- [50] Tapia, E. y A. Tena (2001), "Comparación de los efectos observados en marcos de acero estructural durante los sismos en México (1985), Northridge (1994) y Kobe (1995) y su impacto en las normas de diseño para estructuras metálicas del RCDF-2001", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, México, CDROM, noviembre.

- [51] Tapia, E. y A. Tena (2003), "Comparación entre los diseños conforme al método tradicional y el planteamiento propuesto en el apéndice normativo A de las NTCS-2001 para edificios con marcos con contraventeo concéntrico dúctil de acero", *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Gto., México, CDRom, noviembre.
- [52] Tapia, E. y A. Tena (2004), "Estudio comparativo del mecanismo de colapso ante carga sísmica de un edificio regular con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado según RCDF-04", *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Guerrero, México, CDRom, noviembre.
- [53] Tapia, E. (2005), "Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos contraventeados de acero estructural", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, capítulo III, abril.
- [54] Tapia, E. y A. Tena (2007), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en edificios regulares en zonas sísmicas", *Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ixtapa, Guerrero, México, CDRom, noviembre.
- [55] Tapia, E. y A. Tena (2008), "Behavior of moment resisting concentrically braced frames (MRCBFs) of regular buildings in seismic zones", *Memorias, XIV World Conference of Earthquake Engineering*, Beijing, China, Artículo No. 05-05-0008, CDRom, octubre.
- [56] Tapia, E. y A. Tena (2008a), "Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico", *Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, Veracruz, México, CDRom, noviembre.
- [57] Tapia, E. y A. Tena (2009), "Comportamiento sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado conforme al reglamento del Distrito Federal mexicano", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Escuela Politécnica del Ejército. Vol. 13 y 14, No. 1, pp. 1-28, Quito, Ecuador.
- [58] Tapia, E. y A. Tena (2009a), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo concéntrico", *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla, México, CDRom, noviembre.
- [59] Tapia, E., R. Tremblay, A. Tena, C. Izvernari y M. Lacerte (2009), "Estudio de la axialización de columnas en marcos de acero con contraventeo concéntrico en suelo firme", *Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla, México, CDRom, noviembre.
- [60] Tapia, E. y A. Tena (2010), "Observaciones sobre criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero", *Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras*, Vol. 15, No. 2, pp. 157-180.

- [61] Tena, A. (1998), "Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 59, pp. 1-36.
- [62] Tena-Colunga, A. (1999), "International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, May, pp. 331-360.
- [63] Tena-Colunga, A. (2001), "Displacement ductility demand spectra for the seismic evaluation of structures", *Engineering Structures*, Vol. 23, February, pp. 1319-1330.
- [64] Tena-Colunga, A., H. Correa-Arizmendi, J. L. Luna-Arroyo y G. Gatica-Avilés (2008), "Seismic behavior of code-design medium rise special moment-resisting frame RC buildings in soft soils of Mexico city", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 12, pp. 3681-3707, doi: 10.1016/j.engstruct.2008.05.026.
- [65] Tena-Colunga, A., U. Mena-Hernández, L. E. Pérez-Rocha, J. Avilés, M. Ordaz y J. I. Vilar (2009), "Updated seismic design guidelines for model building code of Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 4, November, pp. 869-989, doi: 10.1193/1.3240413.
- [66] Terán-Gilmore, A. (2007), Comunicación personal.
- [67] Tremblay, R. (2001), "Seismic performance of low- and medium- rise chevron braced steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, No. 4, pp. 699-714.
- [68] Tremblay, R. (2003), "Achieving a stable inelastic seismic response for multi-story concentrically braced steel frames", *Engineering Journal (AISC)*, pp. 111-129.
- [69] Tremblay, R. (2005), "Canadian seismic design provisions for steel structures", *Memorias, North American Steel Construction Conference*, Montreal, Quebec, pp. 1-12.
- [70] Tremblay, R. y L. Poncet (2005), "Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 9, September, pp. 1363-1375.
- [71] Tremblay, R. (2008), Comunicación personal.
- [72] Tremblay, R. (2008a), "Influence of brace slenderness on the fracture life of rectangular tubular steel bracing members subjected to seismic inelastic loading", *Proceedings of the 2008 Structures Congress*, American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 1-10, doi: 10.1061/41016(314)259.
- [73] Wilbur, J.B. y C. H. Norris (1948), **Elementary structural analysis**, Mc Graw Hill, Cambridge, U.S.A.
- [74] UBC-97 (1997), **Uniform Building Code**, Chapter 22 Steel, pp. 237-272.

Apéndice A

Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados

Apéndice A

Rigidez aproximada y balance final de cargas en marcos de acero contraventeados

A.1 Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo solicitan que las columnas de los marcos dúctiles de acero con contraventeo en cada entrepiso sean capaces de resistir, sin contar el sistema de contravientos, cuando menos el cincuenta por ciento de la fuerza sísmica actuante (apartado 5.1, NTCS-04). Esto es, se diseña una estructura a partir de la resistencia de los elementos que conforman el sistema, con el sobreentendiendo que la rigidez lateral asociada mantendrá una relación congruente a la resistencia pretendida. Sin embargo, no existe un fundamento teórico inmediato para sostener esta premisa, sino que el proyectista debe tomar como base la rigidez o la resistencia y revisar posteriormente si se satisface la otra (De Buen 1992). La esbeltez del sistema de contravientos podría ser un parámetro importante que indique si los requerimientos de resistencia o rigidez gobernarán el diseño de los contravientos (AISC 1968), aunque no resulta definitivo en todos los casos.

Para observar esta relación, en este apartado se presentan un estudio de la relación entre el cortante lateral resistente y la rigidez lateral de los modelos estudiados en este documento. Asimismo, se comentarán los criterios para la determinación del balance de cargas últimas obtenidas con las secciones diseñadas para valuar la carga resistente pretendida, a partir de la resistencia lateral modelada.

A.2 Rigidez en marcos contraventeados

La rigidez de un entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por el marco en un entrepiso y el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que lo limitan. En el caso de marcos regulares como los estudiados en este trabajo con secciones de momento de inercia constante es común considerar las formulas de Wilbur, que tiene las siguientes hipótesis (Meli y Bazán, 2000):

1. Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales con excepción del nivel de desplante.
2. Los cortantes de entrepiso adyacentes al entrepiso de interés son iguales.
3. Las columnas tienen puntos de inflexión.
4. Las deformaciones axiales son despreciables.

Así, la rigidez lateral aportada por el sistema de contravientos debe ser uno de los principales criterios para la elección de la configuración de la estructura. Una estructura contraventeada puede deformarse de dos diferentes maneras (figura A.1):

- Por cortante, asociada a la deformación de los elementos del alma del marco (trabes o contravientos).
- Por flexión, asociada a la deformación de las columnas, que tener dos orígenes principalmente: la rotación en la base de las columnas del entrepiso estudiado y la deformación lateral debida a la interacción entre los contravientos y las columnas.

Como sucede con las vigas de claros cortos, el modo de deformación por cortante domina sobre los marcos de poca altura, mientras que la deformación por flexión domina en las estructuras de mayor altura. De esta forma, la configuración de los contravientos tiene una influencia muy marcada en la deformación por cortante. Evidentemente, los marcos donde el esfuerzo de corte pasa por las vigas son habitualmente más flexibles en cortante. Aunado a lo anterior, para una configuración de contravientos dada, las deformaciones por cortante aumentarán generalmente con el aumento de las crujías, puesto que aumenta la longitud de las trabes y contravientos, mientras que los esfuerzos que éstos resisten disminuirán.

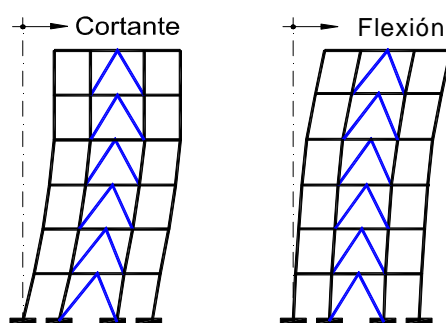


Figura A.1 Modelos de deformación en marcos contraventeados

Por el contrario, la deformación por flexión disminuirá con el aumento de las crujías, debido a que los esfuerzos en las columnas y la rotación son inversamente proporcionales a la dimensión L . Así el ancho óptimo depende de muchos factores, como la altura del edificio y la magnitud de la deformación esperada.

Adicionalmente, la elección de los elementos está gobernada por las restricciones de desplazamiento lateral continuamente. Con este fin, existen ecuaciones aproximadas para predecir la deformación horizontal, lo que permite obtener fácilmente secciones preliminares con métodos simples. En marcos con geometría y cargas típicas, es posible evaluar con bastante precisión los esfuerzos que actuarán sobre los elementos estructurales, lo que permite igualmente elegir secciones para satisfacer el estado límite (Bazán y Meli 2000). Estos métodos simplificados son muy útiles para validar los resultados de análisis y son el fundamento de los resultados presentados a continuación.

A.2.1. Deformaciones

Los marcos momento-resistentes de acero con contraventeo se deforman principalmente por cortante, en función de las deformaciones en flexión de las trabes y columnas y en cierta medida, por la deformación por cortante de las conexiones viga – columna. De esta forma, la deformación por

cortante de estos sistemas aumentará si la estructura está concebida con conexiones semi-rígidas que permiten la rotación entre los extremos de las trabes y la columna.

Además, los marcos sufren una deformación por flexión inducida por las deformaciones axiales en las trabes, aunque ésta es generalmente despreciable con excepción de marcos esbeltos; relaciones alto/ancho mayores a $H/B=4.0$ (Tremblay 2008).

De manera general, conforme al principio de trabajo virtual, el desplazamiento del punto de aplicación de una de fuerza unitaria se calcula con la expresión (De Buen 1992):

$$\Delta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i n_i L_i}{E_i A_i} \quad (\text{A.1})$$

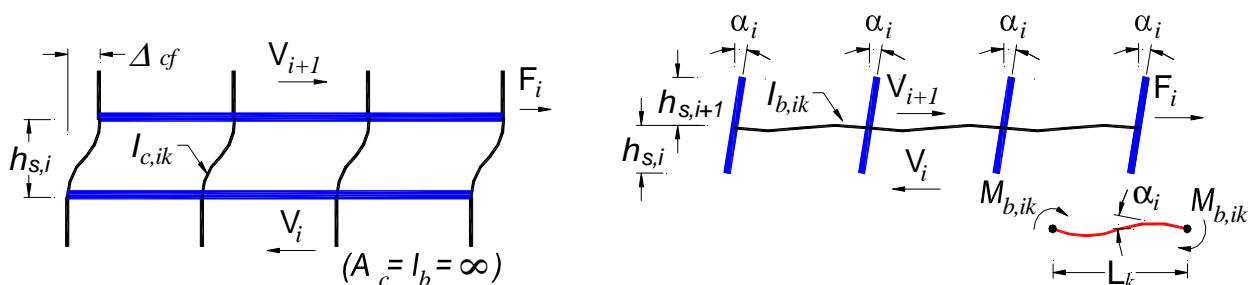
Donde Δ es el desplazamiento del nivel considerado, N_i la fuerza axial en el contraviento, n_i la fuerza actuante en el mismo contraviento y L_i , A_i y E_i son la longitud, el área de la sección transversal y el módulo de elasticidad del contraviento. Entonces, usando este razonamiento, es posible conocer la aportación a la deformación (y por ende la aportación a la rigidez) de los elementos que conforman los marcos contraventeados.

A.2.1.1. Deformación en las columnas

La determinación de la deformación de entrepiso en las columnas por flexión, Δ_{cf} , debido al cortante de entrepiso V_i (figura A.2a), se supuso que las contribuciones por flexión en trabes, deformación en las conexiones viga – columna y axialización de las trabes son cero, es decir, que las rigideces asociadas son muy grandes.

$$\Delta_{cf,i} = \frac{V_i h_{s,i}^3}{12E \sum_{k=1}^{n+1} I_{c,ik}} \quad (\text{A.2})$$

Entonces, en cada entrepiso, a partir del momento de volteo M_i generado por la carga cortante en cada nivel V_i , es posible determinar la deformación considerando la rigidez en flexión del conjunto de columnas mediante la siguiente expresión, donde, h_s es la altura del entrepiso estudiado, k el número de columna en el nivel j y n es el número de claros.



a) Deformaciones en flexión en las columnas

b) Deformación en flexión de las trabes

Figura A.2. Deformación por flexión (Tremblay 2008)

A.2.1.2. Deformación por flexión en las trabes

La flexión de las trabes produce una rotación de los nodos de unión trabe – columna que da lugar a un desplazamiento de entrepiso Δ_{bf} . Se supone aquí que todos los nodos sufren una misma rotación α para un entrepiso dado y que el punto de inflexión de los momentos flexionante en las trabes y las columnas está situado en el centro de la longitud de los miembros lo que permite establecer una relación entre los esfuerzos cortantes y la rotación (figura A.2b).

Conforme a este planteamiento, el desplazamiento de entrepiso es igual a $h_{s,i} (\alpha_i + \alpha_{i-1})/2$, lo que hace intervenir la magnitud del cortante V y la altura del entrepiso h_s de niveles consecutivos (Tremblay 2008). Sin embargo, considerando el carácter aproximado del modelo (teóricamente, el ángulo α no puede cambiar de un entrepiso a otro si las columnas tienen una rigidez infinita), es posible simplificar más el modelo con la hipótesis que los parámetros V_i y h_s de un nivel son representativos de las condiciones de dos pisos adyacentes, lo que permite escribir:

$$\Delta_{bf,1} = \frac{V_i h_{s,i}^2}{12E \sum_{k=1}^n \left(\frac{I_{b,ik}}{L_k} \right)} \quad (A.3)$$

A.2.1.3. Deformación por cortante de la conexión trabe – columna

Las ecuaciones A.2 y A.3 pueden ser usadas para efectuar una primera selección de la sección que satisfaga los estados límites con una buena aproximación. Sin embargo, el alma de las columnas en un marco de acero sujeto a cargas laterales es sometida a esfuerzos cortante importantes V_h , debido a la variación acentuada del momento por flexión en las columnas sobre el ancho de las trabes, como se muestra en la figura A.3a.

El alma se deformará por cortante en un ángulo γ bajo estos esfuerzos cortantes (figura A.3b), que produce un desplazamiento de entrepiso suplementario. En la figura se determina el esfuerzo cortante V_h por equilibrio horizontal del nodo (ecuación A.4), considerando que los momentos en flexión que soportan las trabes en la conexión con las columnas (M'_b) produce esfuerzos axiales en los patines superior e inferior igual a $M'_b/0.95d_b$, donde d_b es el peralte de la trabe, i la identificación del entrepiso y k la identificación de la columna.

$$V_{h,i,k} = \frac{M'_{b,i,k-1}}{0.95d_{b,i,k-1}} + \frac{M'_{b,i,k}}{0.95d_{b,i,k}} - \frac{(V_{c,i,k} + V_{c,i+1,k})}{2} \quad (A.4)$$

Este resultado se puede usar para el cálculo del desplazamiento de entrepiso derivado de la deformación del alma de las columnas, Δ_{cw} . Sin embargo, como en el caso de la deformación asociada a la flexión de las trabes Δ_{bf} , es posible hacer una simplificación adicional suponiendo que los esfuerzos y propiedades varían poco de un entrepiso a otro. Igualmente, se puede considerar que los momentos en las trabes actúan en nodos, más que en la cara de las columnas para el cálculo del esfuerzo V_h , y utilizando una relación $G \approx 0.4E$ entre los módulos de cortante G y de elasticidad E del acero, es posible obtener una expresión similar a las anteriores para esta contribución (Tremblay 2008).

$$\Delta_{cw,i} = \frac{30 V_i h_{s,i}^2}{12E \sum_{k=1}^{n+1} w_{c,ik} d_{c,ik} d_{b,ik}} \quad (A.5)$$

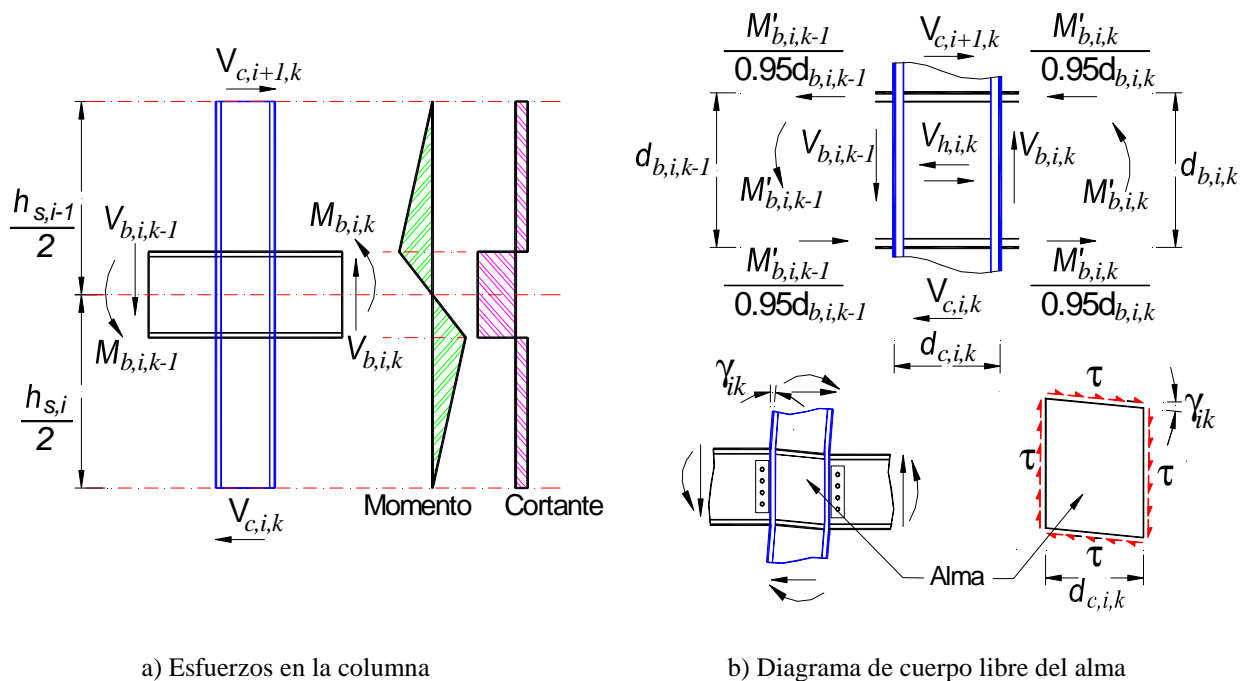


Figura A.3. Deformación por cortante de la conexión trabe – columna (adaptada de Tremblay 2008)

A.2.1.4 Deformación total por cortante de entrepiso

Por otra parte, si el tamaño de los elementos es relativamente grande en relación a su longitud, como el caso de vigas peraltadas con claros cortos, las tres ecuaciones anteriores podrían dar ofrecer magnitudes demasiado conservadoras, debido a que las piezas son flexionadas sobre toda su longitud y los momentos máximos en sus miembros son calculados en los nodos en los extremos del elemento. Con base en lo anterior, se podría utilizar la longitud neta de las piezas h_{sn} en lugar de h_s y L_n en lugar de L , de manera que se obtendrían tres componentes por deformación de entrepiso por cortante, a partir de las ecuaciones anteriores:

$$\Delta_{shear,i} = \frac{V_i}{12E} \left\{ \frac{h_{sn,i}^2}{\sum_{k=1}^{n+1} I_{c,ik}/h_{sn,i}} + \frac{h_{s,i}^2}{\sum_{k=1}^n I_{b,ik} L_k/L_{n,k}^2} + \frac{30 h_{sn,i}^2}{\sum_{k=1}^{n+1} w_{c,ik} d_{c,ik} d_{b,ik}} \right\} \quad (A.6)$$

En el caso del último entrepiso de la estructura, es válido multiplicar por 0.75 las contribuciones asociadas a la deformación de las vigas y el alma de las columnas puesto que los momentos en los nodos de la azotea no son producidos por esfuerzos cortantes actuando en las columnas que soportan las vigas (Tremblay 2008).

En lo referente a las condiciones de soporte de las columnas en planta baja, las deformaciones son fuertemente influenciadas por las condiciones de frontera. Cuando el apoyo de la columna sea mediante una articulación, se debe multiplicar por 4.0 la deformación en flexión de las columnas y por 1.5 las deformaciones de las trabes y para obtener la magnitud de la flecha en el primer piso (ecuación A.7).

$$\Delta_{shear,1} = \frac{V_1}{12E} \left\{ \frac{h_{sn,1}^2}{\sum_{k=1}^{n+1} I_{c,1k}/h_{sn,1}} + \frac{2h_{s,1}^2}{3 \sum_{k=1}^n I_{b,ik} L_k/L_{n,k}^2} + \frac{20h_{sn,1}^2}{\sum_{k=1}^n w_{c,1k} d_{c,1k} d_{b,1k}} \right\} \frac{1}{\left(1 + \frac{\sum_{k=1}^{n+1} I_{c,1k}/h_{s,1}}{6 \sum_{k=1}^n I_{b,1k}/L_k} \right)} \quad (A.7)$$

En las ecuaciones anteriores, la altura de los entrepisos es un parámetro que influye en la deformación y los esfuerzos inducidos por las cargas horizontales, de modo que siempre se aspira a mantener esta dimensión al mínimo.

La deformación del alma de la columna, Δ_{cw} , en ciertos casos cobra mayor importancia en comparación a las otras deformaciones. Ésta se ve afectada igualmente por el tipo de conexión en la base de las columnas de los marcos. Si se modela una conexión semi-rígida en el apoyo de las columnas en planta baja antes que la conexión articulada comentada, se reducirán significativamente los momentos de flexión y, sobre todo, las flechas en el primer nivel.

A.2.2 Rigideces

A partir de los resultados anteriores, es posible determinar las rigideces aportadas por los marcos diseñados para las resistencias consideradas durante el proceso de diseño para observar su contribución en relación al sistema de contravientos para cada uno de los modelos estudiados (De Buen 1992). En el procedimiento expuesto a continuación, se despreció la contribución al desplazamiento de la conexión trabe – columna Δ_{cw} .

A.2.2.1 Rigidez del marco

Con base en el razonamiento anterior, es posible determinar la rigidez lateral del sistema marco considerando la rigidez por flexión de las trabes y las columnas considerando las simplificaciones expuestas para cada caso (ecuación A.8).

$$k_{frame,i} = 12E \left\{ \frac{\sum_{k=1}^{n+1} I_{c,ik}/h_{sn,i}}{h_{sn,i}^2} + \frac{\sum_{k=1}^n I_{b,ik} L_k/L_{n,k}^2}{h_{s,i}^2} \right\} \quad (A.8)$$

En esta ecuación i es la identificación del entrepiso, k la identificación de la columna, h_s la altura del entrepiso a ejes, h_{sn} la altura de entrepisos neta (sin considerar la zona rígida), I_b es la inercia de las trabes, I_c es la inercia de las columnas y E el módulo de elasticidad.

A.2.2.2 Rigidez del sistema de contravientos

La determinación de la rigidez del sistema de contravientos se realiza haciendo una igualación de la deformación proyectada y el cortante proyectado por la acción de la carga axial sobre las diagonales (ecuaciones A.9 y A.10), considerando el diagrama de cuerpo libre de la figura A.4, donde la longitud del contraviento aumenta o disminuye la deformación axial δ .

$$\cos\theta = \frac{\delta_d}{\Delta_i} \quad (\text{A.9})$$

$$\cos\theta = \frac{P_d}{V_i} \quad (\text{A.10})$$

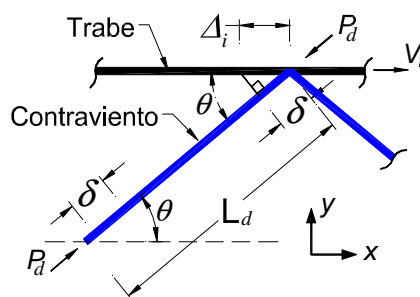


Figura A.4. Diagrama de cuerpo libre de los contravientos

Ahora aceptando que la deformación axial de un elemento queda definida como $\delta_d = P_d L_d / A_d E$, siempre que $P/P_y \leq 0.7$ para asegurar que los esfuerzos residuales no incrementen la deformación axial al superar $0.3F_y$ (AISC 1968). Con base en lo anterior, serán válidas las sustituciones propuestas en la expresión A.10 para obtener la deformación horizontal Δ_{id} asociada a la deformación de una diagonal, que queda definida como sigue:

$$\Delta_{id} = \frac{V_i L_d}{A_d E} \frac{1}{\cos\theta} = \frac{P_d L_d}{A_d E} \frac{1}{\cos^2\theta} \quad (\text{A.11})$$

Por último, conforme a la *Ley de Hooke* ($V=k\delta$) y a la compatibilidad geométrica, la aportación a la rigidez lateral de contravientos en configuración chevrón se obtiene con la ecuación A.12, donde n es la cantidad de crujías contraventeadas en el entrepiso y L_d la longitud del contraviento.

$$k_{d,i} = 2 \frac{n A_d E}{L_d \cos^2\theta} \quad (\text{A.12})$$

A.3 Balance final de cargas

En esta sección se discuten los criterios considerados para establecer el balance final de cargas del marco y el sistema de contravientos. Estas cargas representan el objetivo del cortante lateral resistente pretendido en la etapa de diseño.

A.3.1 Cargas de plastificación del marco

Con base en el principio de desplazamientos virtuales, es posible desarrollar las bases del método de trabajo virtual para determinar las cargas de plastificación de un sistema de trabes y columnas en función del mecanismo de falla modelado. El método de trabajo virtual establece: si un cuerpo deformable está en equilibrio bajo un sistema de fuerzas y permanece en equilibrio mientras es sujeto a una distorsión virtual despreciable, el trabajo virtual externo de un sistema de fuerzas externas actuando sobre el cuerpo es igual al trabajo virtual interno que provoca la distorsión asociada a las fuerzas internas. Este método tiene las siguientes limitaciones (Wilbur y Norris 1948):

1. Las fuerzas internas y externas deben estar en equilibrio y permanecer en equilibrio durante de la distorsión virtual. Este requisito no se satisface si la distorsión virtual modifica la geometría de la estructura apreciablemente.
2. Las ecuaciones son independientes de la causa o tipo de distorsión. Esto aplica si la distorsión es debida a cargas, cambios de temperaturas, errores en la longitud de los elementos u otras causas, y es igualmente independiente si el material cumple o no la ley de Hooke.

Ahora, las Normas Técnicas establecen lineamientos que asocian implícitamente las estructuras a un mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, de manera que en marcos contraventeados, se prevé la falla con la fluencia de los contravientos en compresión o tensión y la articulación de las trabes en ambos extremos como se muestra en la figura A.5.

Ahora, suponiendo que las trabes tienen una rigidez axial que permite que todas las columnas del marco tengan un desplazamiento lateral igual a Δ_i , el trabajo externo W_{ext} desarrollado por el entrepiso i quedará definido como $W_{ext,i} = V_i \Delta_i$, cuando es aplicado un cortante de magnitud V_i .

Por otra parte, el trabajo interno W_{int} cuando las crujías tienen el mismo ancho L , quedará definido conforme a la ecuación A.13 con fines de prediseño (AISC 1968). En la expresión, h_s es la altura del entrepiso y el M_p es el momento plástico de la viga $M_p = ZF_y$.

$$W_{int} = \frac{2 M_p}{h_s} \Delta_i \quad (A.13)$$

Entonces igualando el trabajo interno W_{int} y el trabajo externo W_{ext} , es posible determinar el balance final de cargas asociado al marco para un entrepiso i como sigue, cuando se espera que las articulaciones se presenten en las trabes.

$$V_{bal,tr} = 2 \sum_{k=1}^m \frac{M_p}{h_s} \quad (A.14)$$

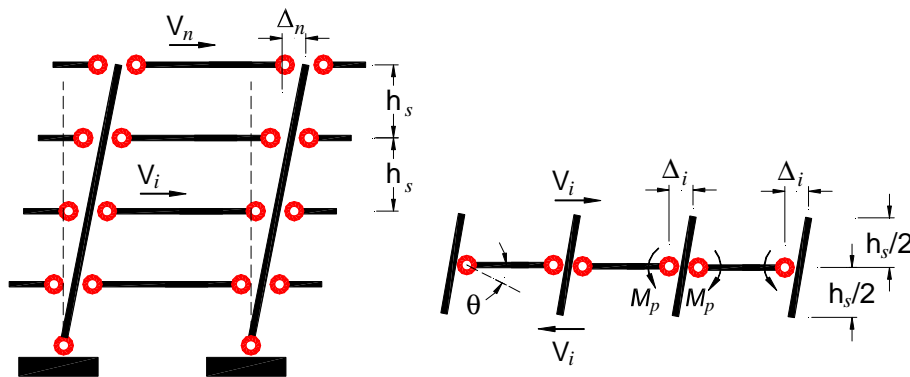


Figura A.5. Mecanismo columna fuerte – viga débil

A.3.2 Cargas de plastificación del sistema de contravientos

La proyección lateral del balance de cargas finales asociada al sistema de contravientos se modeló considerando los lineamientos de las Normas Técnicas (apartado 3.1 y 3.2, NTCM-04) para la determinación de la carga de plastificación en uno de los contravientos por pandeo global en compresión R_c , mientras que el otro fluye por tensión T_y (ecuación A.15), donde n es el número total de crujías contraventeadas en el entrepiso.

$$V_{bal,contr} = n \cos\theta (R_c + T_y) \quad (A.15)$$

En Marino y Nakashima (2005) se estudian alternativas para la valoración de la carga post-pandeo para la determinación de la resistencia lateral en marcos con contravientos con configuración chevrón. El estudio concluyó que estimar la carga post-pandeo como el 130% de la resistencia por pandeo por compresión, es una buena aproximación comparados con los resultados de sus marcos de referencia. Por esta razón, en este estudio se aceptó determinar la resistencia lateral del sistema de contravientos como se expone en la ecuación A.16 para cada juego de contravientos en configuración tipo chevrón.

$$V_{bal,Chevr} = \cos\theta (1.3R_c + T_y) \quad (A.16)$$

A.4 Discusión de resultados

En las figura A.6, A.7, A.8 y A.9 se presentan los resultados comparativos de los modelos de cuatro, ocho, doce y dieciséis niveles de los análisis ante carga estática monótona creciente de la primera sección de esta investigación.

Las gráficas distinguen el entrepiso y el porcentaje lateral resistente de diseño para el que fueron diseñadas las columnas del marco. El eje de las abscisas referidas al 100% permite distinguir la magnitud de la aportación del marco momento - resistente (trabes y columnas) a la izquierda de la línea, mientras que la magnitud necesaria para conseguir el total de la contribución lateral resistente representa la aportación del sistema de contravientos.

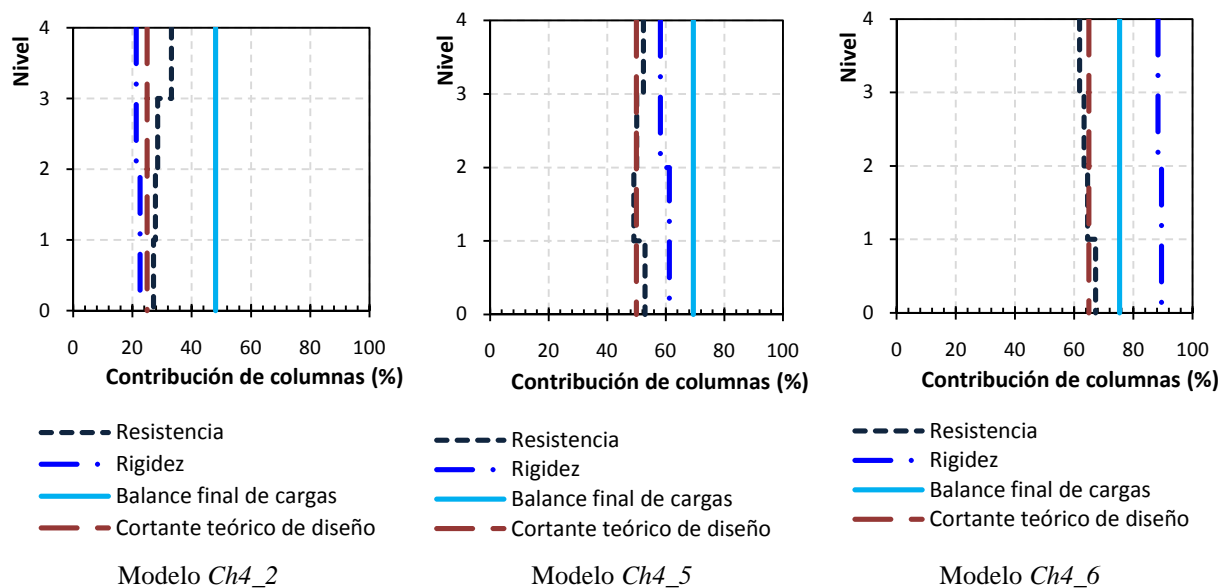


Figura A.6 Comparación de resultados entre los modelos de cuatro niveles

La línea intermitente identificada como *Cortante teórico de diseño* señala el cortante lateral resistente pretendido durante la etapa de diseño de cada modelo. La línea punteada color negro que señala la *Resistencia* establece la magnitud lateral resistente efectiva obtenida con las secciones estructurales propuestas. La línea color azul raya – punto – raya marcada como *Rigidez* identifica la rigidez lateral asociada a esas secciones seleccionadas considerando las ecuaciones presentadas anteriormente. La línea continua color azul cielo (cian) identificada como *Balance final de cargas* establece las cargas de plastificación que se obtendrán con los perfiles estudiados bajo un mecanismo columna – trabe débil – contraviento más débil como se discutió en las secciones precedentes.

En general, la resistencia lateral resistente obtenida por los elementos estructurales de los modelos es bastante aproximada al *Cortante teórico de diseño* y nunca menor al cincuenta por ciento de aportación, salvo en los modelos diseñados para tal fin (*Ch4_2* y *Ch8_2*).

En todos los casos, se aprecia una dependencia de la *Rigidez lateral* en función del *Cortante teórico de diseño* pretendido. Los *Ch4_2* y *Ch8_2*, que no cumplen el porcentaje mínimo de las Normas Técnicas para diseñarse como dúctiles (apartado 5.1 NTCS-04), están asociados en todos los casos a rigideces menores a la resistencia obtenida por las secciones transversales consideradas. Esta misma tendencia se aprecia en los modelos *Ch12_5* y *Ch16_5*, pese a que cumplen todos los requisitos establecidos en el reglamento para diseños dúctiles (contribución mayor al 50%).

Se nota además que entre mayor es el cortante teórico de diseño (la resistencia lateral para la que fueron diseñados los modelos), la rigidez por la estructura obtenida supera ampliamente la resistencia modelada. Así un modelo que cumple con la aportación mínima de las columnas del marco al cortante lateral resistente propuesta y discutida en la sección 1.5 del capítulo 1 de este trabajo (Tapia y Tena 2007) y que se reproduce en la ecuación A.17 con fines ilustrativos, obtendrá un modelo con una aportación a la rigidez lateral de las columnas cercana o mayor al porcentaje de aportación al cortante lateral resistente de las columnas del marco.

$$\frac{V_{RCol}}{V_{RTotal}} = 0.50 + 0.05 \left(\frac{H}{B} \right) \sqrt{\frac{F_{yCol}}{F_{yDiag}}} \quad (A.17)$$

En el capítulo IV de esta investigación intitulado *Procedimiento de diseño por capacidad* se diseñan nuevos modelos de 10, 14 y 18 niveles, donde se incluyen las respectivas curvas de balance final de cargas, cortante teórico de diseño, resistencia y rigidez para cada caso.

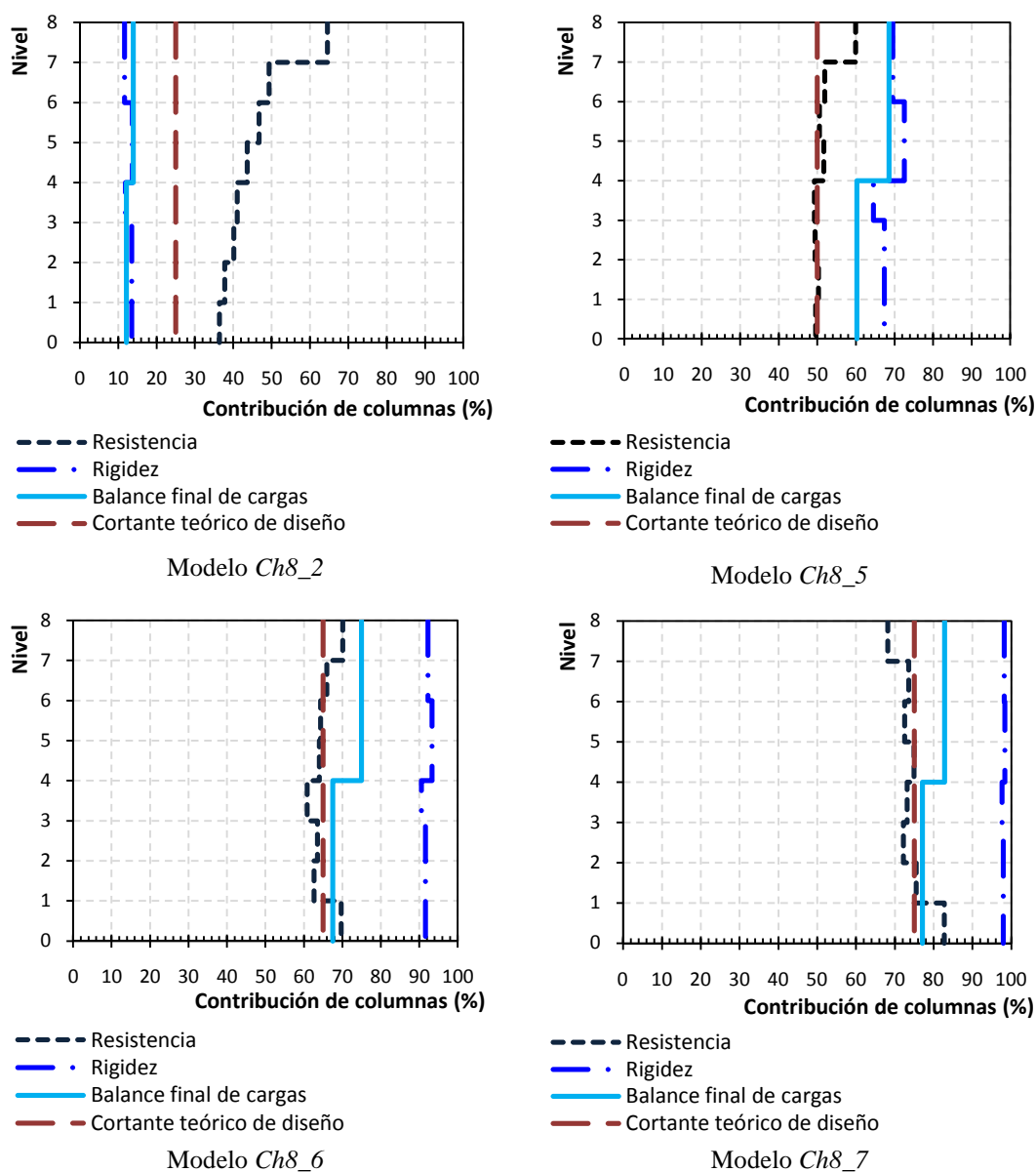


Figura A.7. Comparación de resultados entre los modelos de ocho niveles

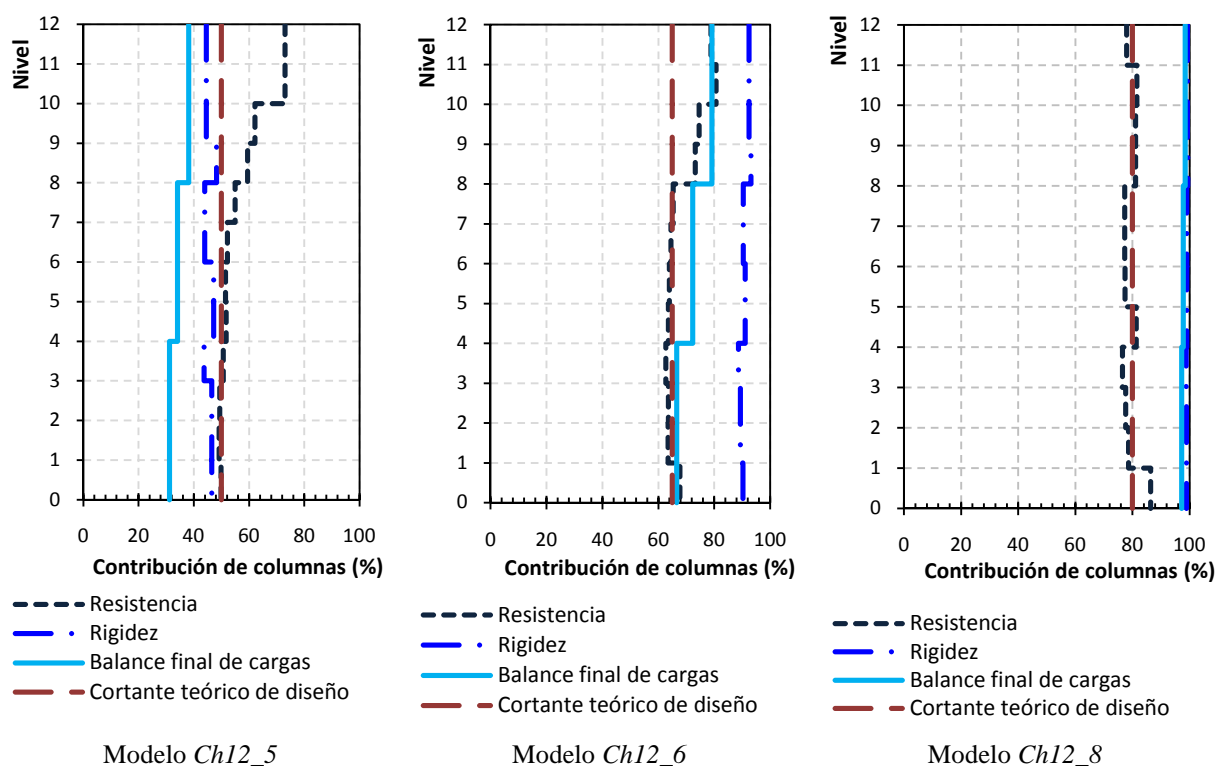


Figura A.8. Comparación de resultados entre los modelos de doce niveles

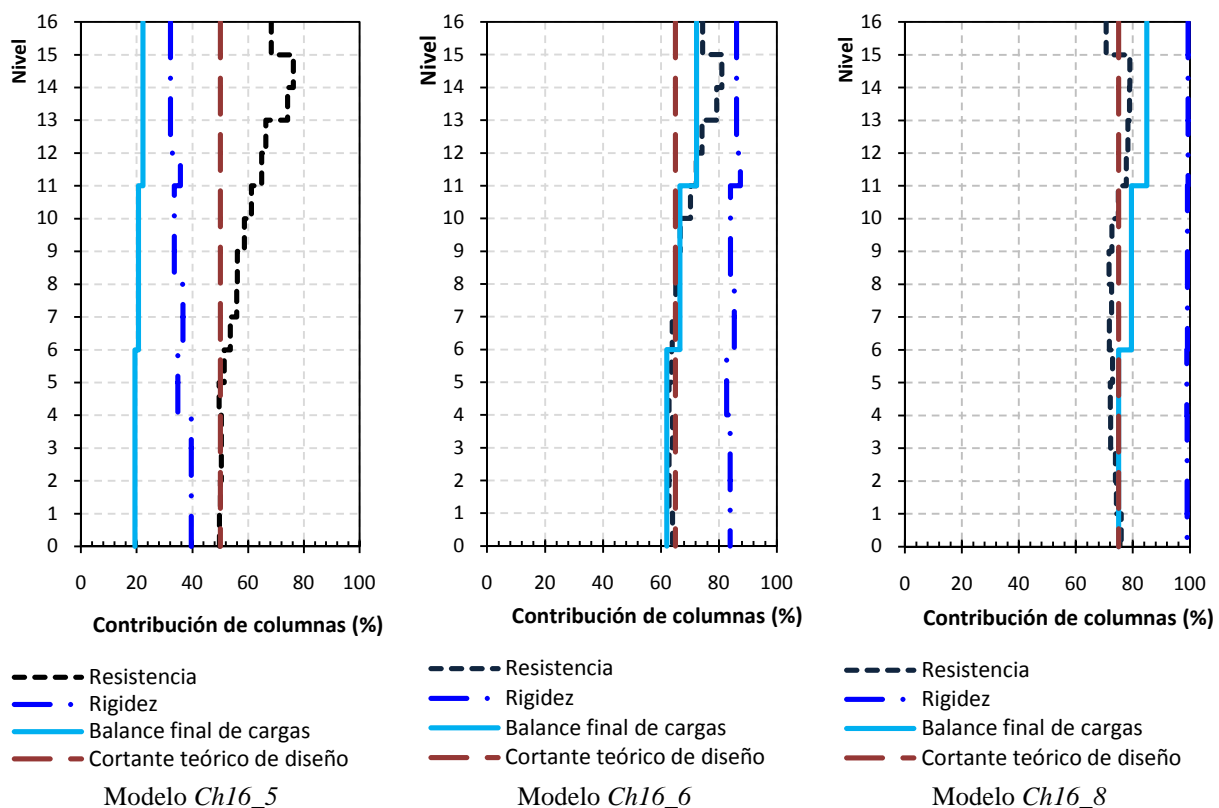


Figura A.9. Comparación de resultados entre los modelos de dieciséis niveles

Apéndice B

Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados

Apéndice B

Comportamiento del cortante lateral resistente en marcos contraventeados

B.1 Introducción

Se presentan en este apéndice las curvas cortante – torsión de los análisis ante carga estática monótona creciente realizados a 26 marcos contraventeados que forman parte de trece modelos de edificios regulares entre los cuatro a los dieciséis niveles de altura usando el programa Drain-2DX (Prakash *et al.* 1992).

Los modelos se diseñaron para diferentes aportaciones al cortante resistente de las columnas en relación al sistema de contravientos. En las gráficas que se presentan a continuación, los marcos extremos (perimetrales) con dos crujeas contraventeadas han sido identificados por una p , los marcos internos con una crujía se han identificado por una letra i .

En las gráficas se presenta el cortante resistido por las columnas de los marcos por entrepisos y la aportación del sistema de contravientos. Evidentemente, la suma de la aportación de las columnas más la aportación del sistema de contravientos representan el cortante lateral resistente V_{total} incluido en las gráficas.

Considerando la proporción de los elementos resistentes, se determinó el porcentaje que resisten en cada piso las columnas de los marcos, de manera que se incluyó el mínimo porcentaje teórico que deberían resistir las columnas $V_{Teórico}$, para satisfacer que todo el entrepiso resista el porcentaje de la fuerza sísmica para el que fueron diseñadas desde la etapa elástica (entre el 25 por ciento hasta el 80 por ciento).

Asimismo, con fines ilustrativos se incluyen las instantáneas de fluencia con la ubicación de las rotaciones en trabes y columnas y los acortamientos o alargamientos en los contravientos, normalizados en relación a la mayor magnitud para cada caso, en escala de colores.

B.2 Inspección de resultados en modelos de cuatro niveles

B.2.1 Modelo *Ch4p2* (aportación de columnas del 25%)

En los pisos inferiores, el pandeo de los contravientos obliga a las columnas a tener una mayor aportación al cortante resistente (figura B.1), mientras que los pisos superiores se comportan prácticamente elásticos (figura B.2). En todos los casos, incluyendo la curva global, la aportación de las columnas se asemeja mucho a la aportación teórica $V_{teórico}$.

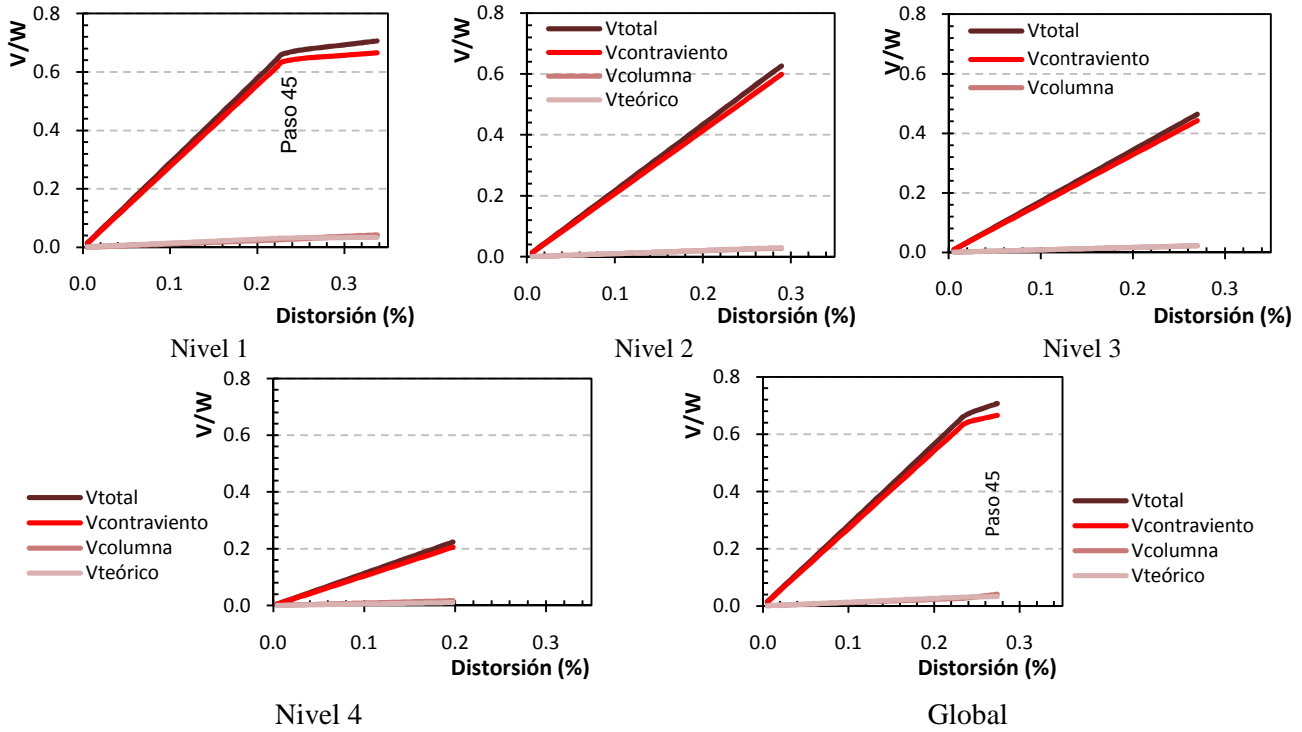


Figura B.1. Curva cortante distorsión del modelo Ch4p2

La figura B.3 presenta la aportación al cortante resistente de las columnas del marco y el sistema de contravientos en el análisis en los pasos críticos (distorsiones globales $\delta_{45}=0.244$, $\delta_{46}=0.259$ y $\delta_{47}=0.274$). La demanda de la sollicitación se centra en las columnas de primer nivel hacia el final del análisis con magnitudes significativamente bajas, mientras que la aportación de los contravientos se mantiene constante resistiendo la mayor parte de la sollicitación lateral.

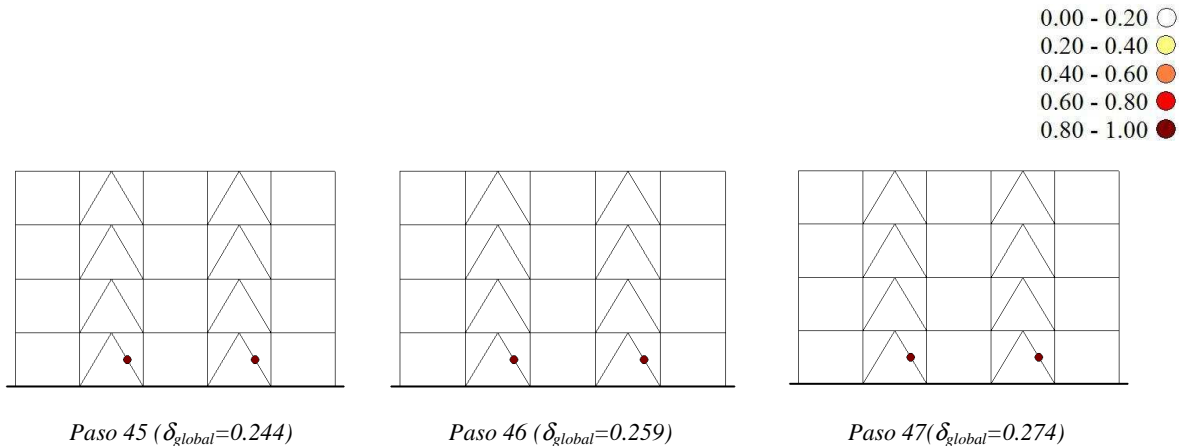


Figura B.2. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia en el modelo Ch4p2

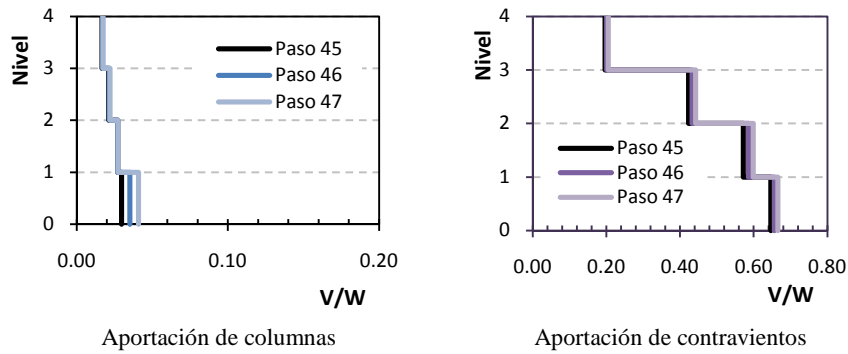


Figura B.3. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch4p2* por pasos

B.2.2 Modelo *Ch4p5* (aportación de columnas del 50%)

El pandeo de los contravientos en compresión en los primeros niveles obliga a las columnas del marco a tener una mayor aportación (figura B.4). La disipación de la energía se lleva a cabo en los niveles inferiores, mientras que el superior se conserva elástico (figura B.5).

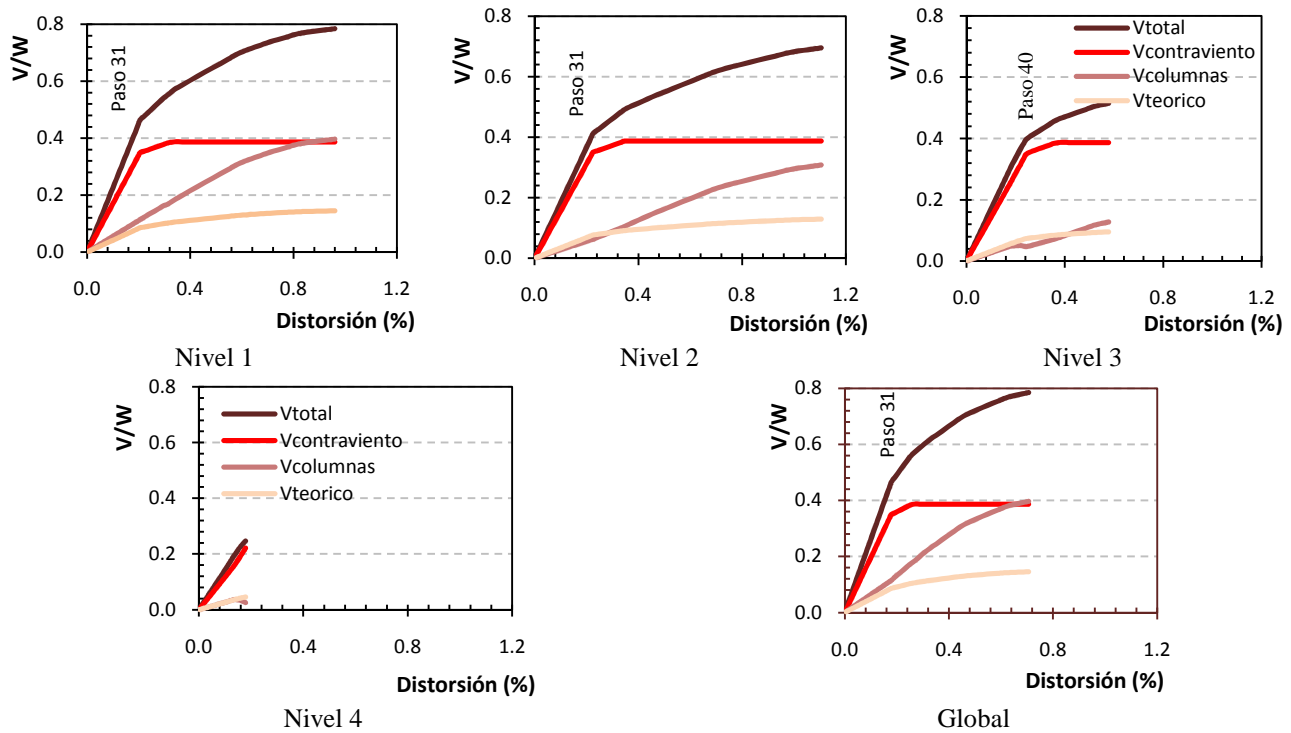
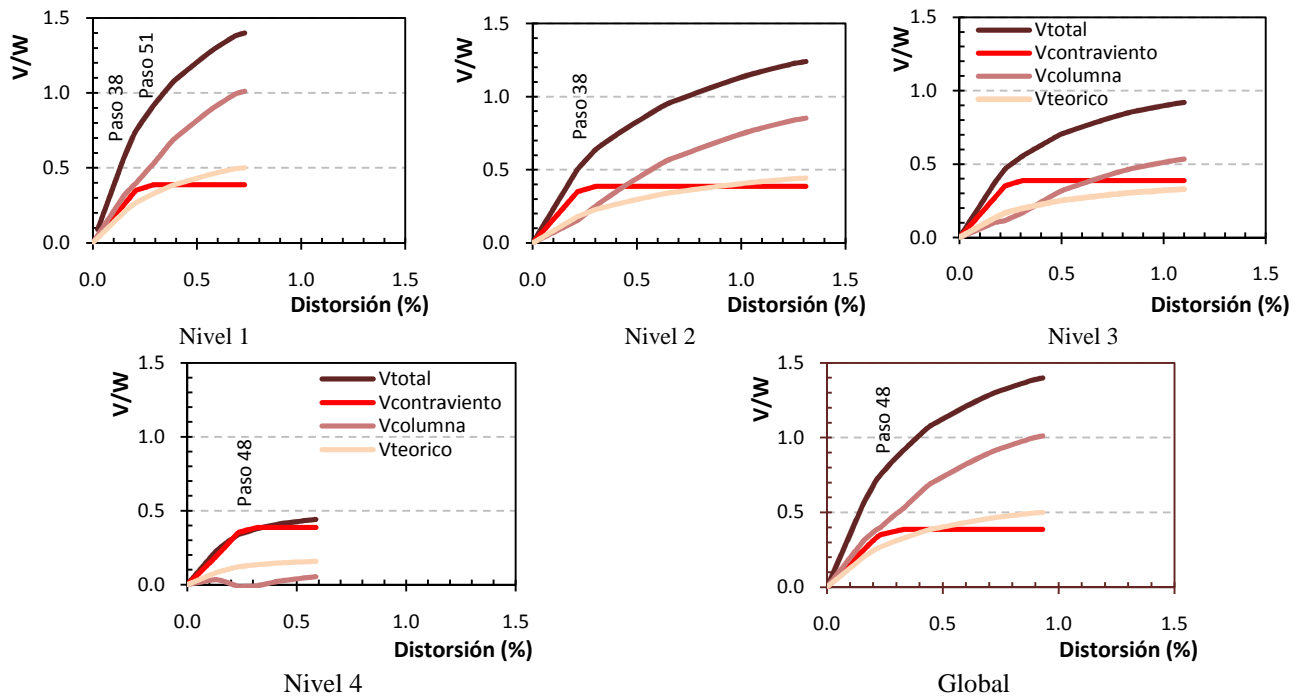
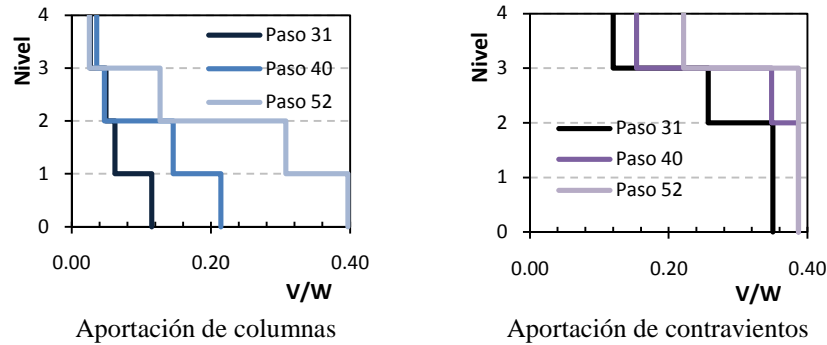
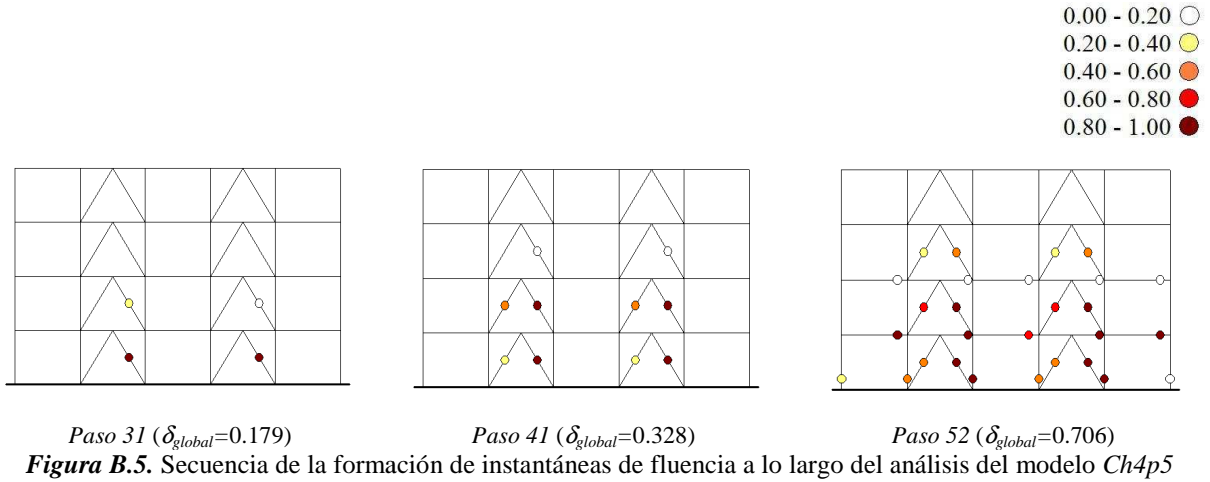


Figura B.4. Curva cortante distorsión del modelo *Ch4p5*

Después del pandeo de los contravientos, el cortante efectivo soportado por las columnas supera al cortante teórico $V_{teórico}$. Este comportamiento, que es muy notorio en la curva global, favorece la respuesta de la estructura ante la excitación lateral y que la clasificaría finalmente como dúctil conforme a las NTCS-04.

Conforme a la figura B.6, la aportación al cortante resistente de las columnas en los pasos críticos (distorsiones globales $\delta_{31}=0.179$, $\delta_{41}=0.328$ y $\delta_{52}=0.706$) es siempre creciente con excepción de los niveles superiores que son menos demandados. En cambio, los contravientos alcanzan una carga máxima desde los primeros pasos, sin que sea evidente la influencia del cambio de sección.



B.2.3 Modelo *Ch4p6* (aportación de columnas del 65%)

Este modelo representa el edificio diseñado para la mayor aportación al cortante lateral resistente de las columnas del marco estudiado en esta investigación. Como se ilustra en la figura B.7, en el paso 38 el pandeo por compresión de los contravientos ocasiona una disminución de su aportación en los entrepisos inferiores.

La curva global refleja un comportamiento elástico hasta la fluencia de los contravientos por tensión en el paso 48 (figura B.8). Así, conforme aumentan las rotaciones en traveses y acortamientos o alargamientos en los contravientos, se notan variaciones entre el cortante efectivo y el cortante teórico para el que fueron diseñadas las columnas.

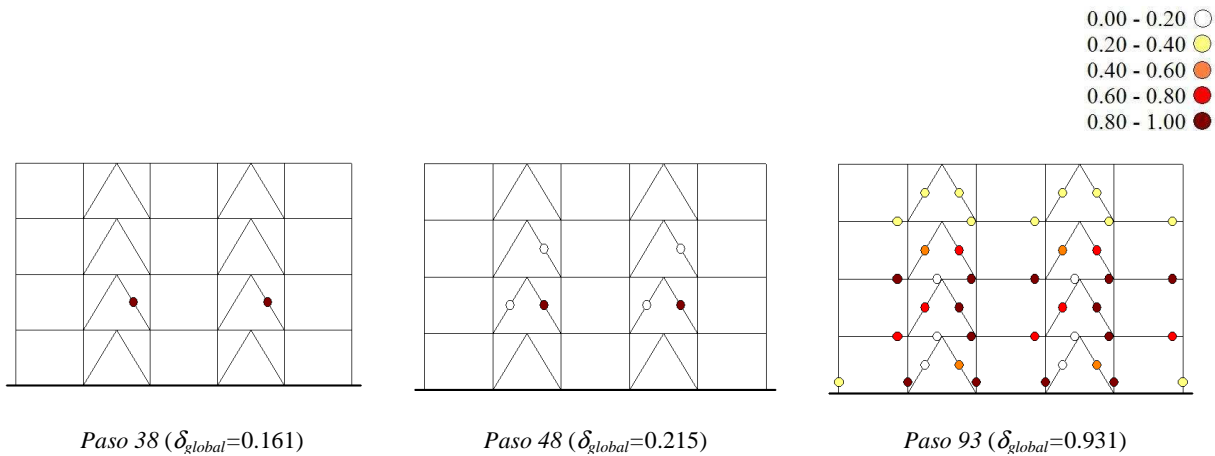


Figura B.8. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch4p6*

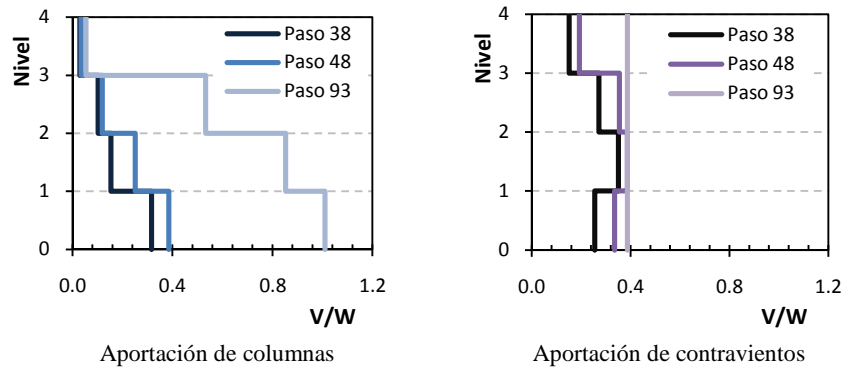
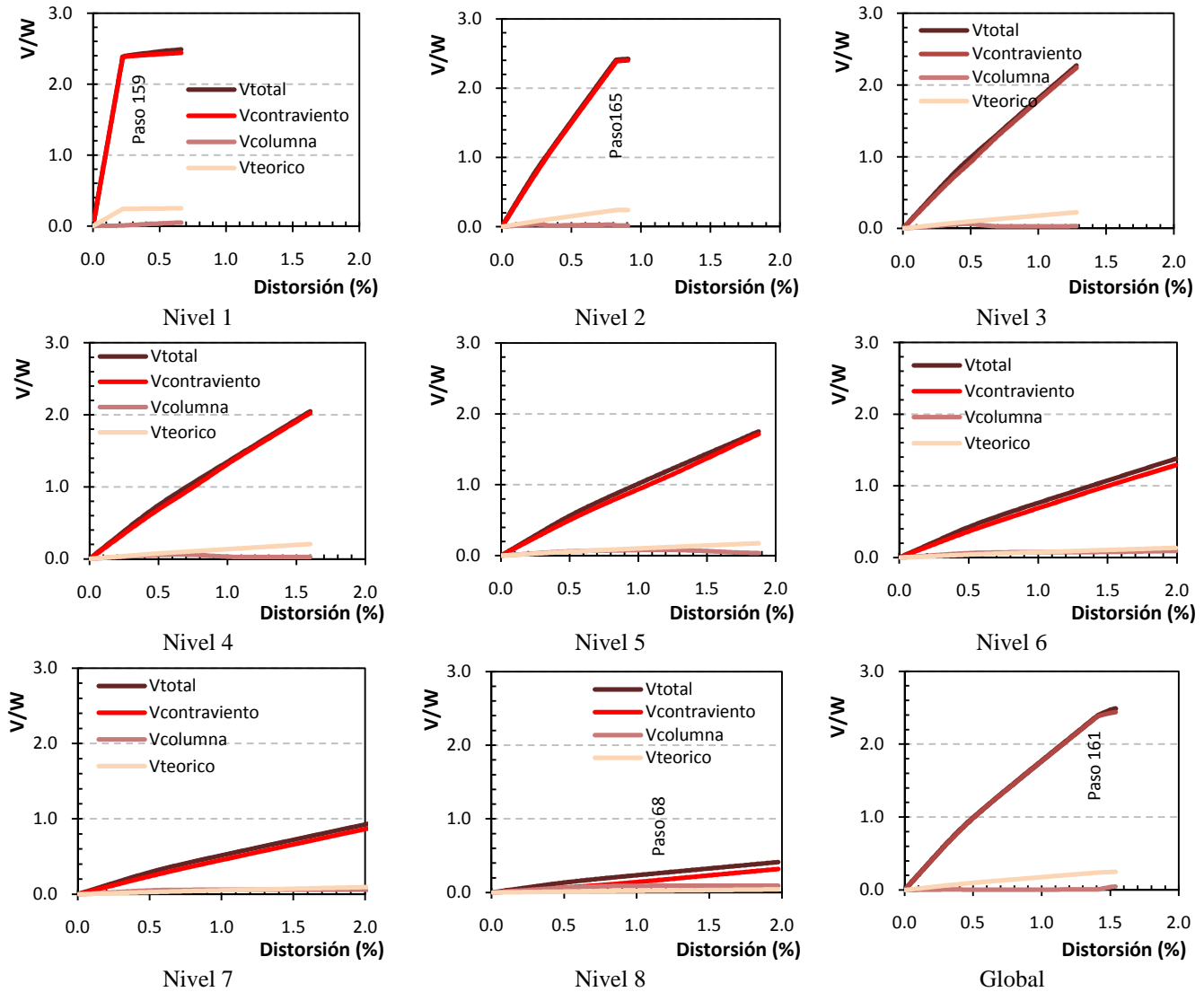


Figura B.9. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch4p6* por pasos

Conforme a la figura B.9 de aportaciones en pasos críticos (distorsiones globales $\delta_{38}=0.161$, $\delta_{48}=0.215$ y $\delta_{93}=0.903$), los contravientos alcanzan su aportación máxima desde los primeros pasos, con una aportación de las columnas constante y uniforme en la altura.

Figura B.10. Curva cortante distorsión del modelo *Ch8p2*

B.3 Inspección de resultados en modelos de ocho niveles

B.3.1 Modelo *Ch8p2* (aportación de columnas del 25%)

Este modelo representa la menor aportación de columnas estudiado del conjunto de edificios de ocho niveles, que además no satisfacen el límite propuesto en las Normas Técnicas del 50% para comportamiento dúctil. Las rotaciones en traveses y columnas disipan la energía hasta el pandeo de los contravientos en los pisos inferiores por compresión en el paso 159 ($\delta_{global}=1.405$), lo que provoca un cambio de la rigidez lateral en la curva cortante contra distorsión (figuras B.10 y B.11).

La gráfica de la curva global cortante – distorsión es prácticamente elástica hasta los últimos pasos, con una ductilidad significativamente menor a la pretendida ($Q=3$), como se discute en el capítulo 3 de esta investigación.

Por otra parte, la aportación real del cortante lateral resistente es menor a la aportación teórica que deberían contribuir las columnas para satisfacer la aportación pretendida del 25 por ciento. En contraparte, la aportación del sistema de contravientos soporta la mayor contribución prácticamente igual al cortante total resistido por el edificio.

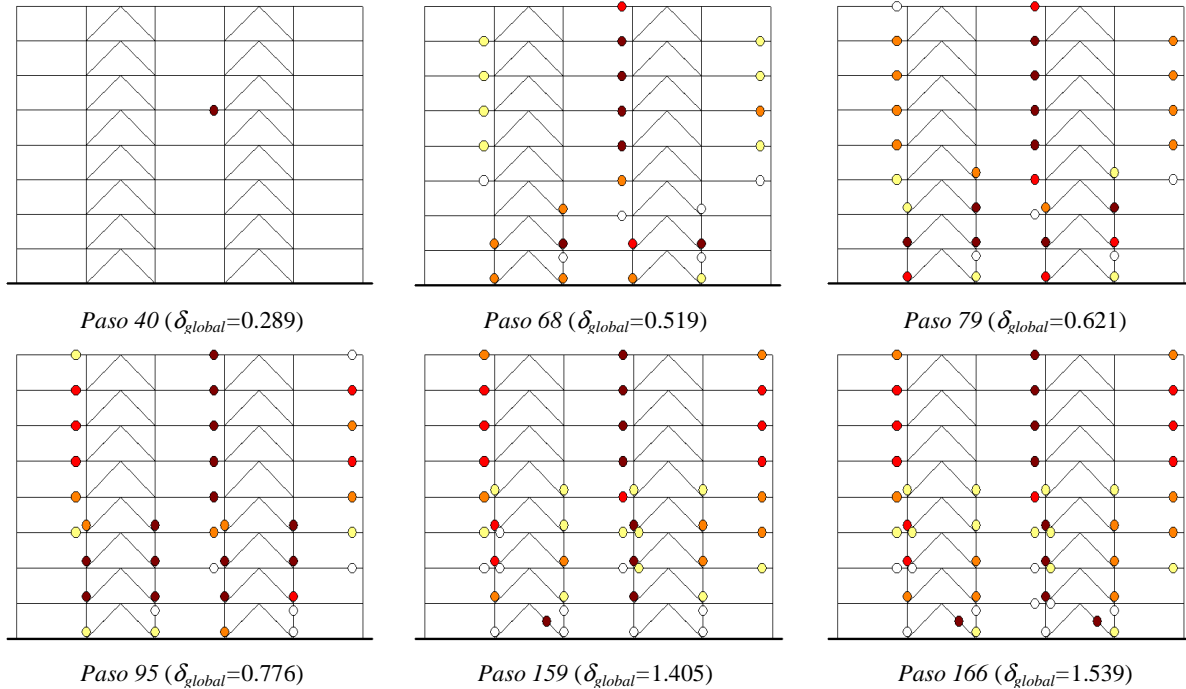


Figura B.11. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch8p2*

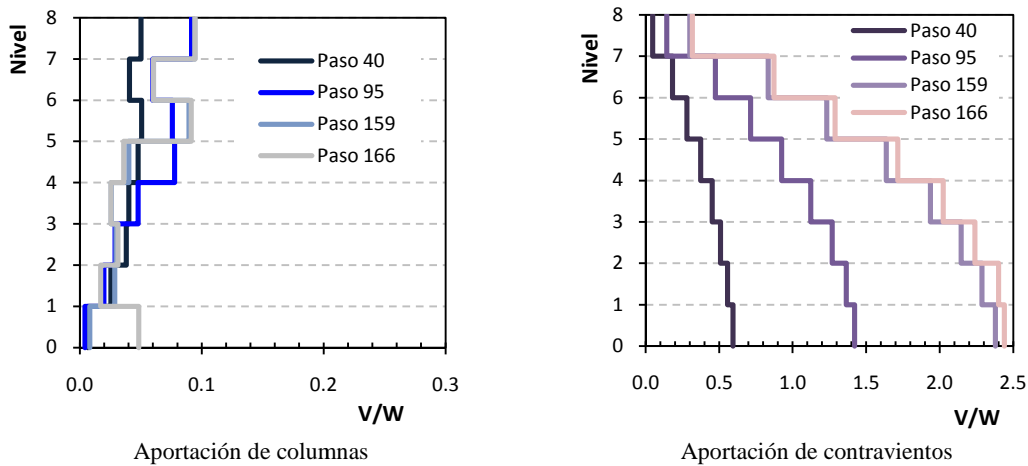


Figura B.12. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch8p2* por pasos

Cuando se diseñó este modelo, fue necesario modelar contravientos robustos que soportaran alrededor del 75 por ciento de la fuerza lateral, de manera que estos elementos se asociaron en el análisis con pocos o nulo daño de pandeos por compresión sin ninguna fluencia por tensión. Sin embargo, esto ocasionó que el daño se concentrara en las trabes y columnas, lo que originó que el edificio fuera poco dúctil.

El comportamiento del cortante a lo largo del análisis se presenta en la figura B.12, con distorsiones globales porcentuales $\delta_{40}=0.289$, $\delta_{95}=0.776$, $\delta_{154}=1.405$ y $\delta_{166}=1.539$. La formación del mecanismo por piso débil es visible en la aportación lateral de los sistemas resistentes a lo largo del análisis. El sistema de contravientos evidencia una creciente aportación gradual a lo largo del análisis, la mayor sollicitación se presenta en el séptimo nivel sin pandeo ni fluencia de los contravientos.

B.3.2 Modelo *Ch8p5* (aportación de columnas del 50%)

El inicio del pandeo de los contravientos en el segundo nivel en el paso 21 ($\delta_{global}=0.231$), origina un cambio en la aportación del cortante resistente del sistema de contravientos en la curva cortante – distorsión (figura B.13). Algo similar ocurre cuando los contravientos de ese mismo nivel fluyen por tensión en el paso 28 ($\delta_{global}=0.349$). Los niveles superiores se comportan elásticamente hasta la formación del mecanismo de colapso por piso débil (figura B.14). En general, se nota una dependencia en la altura de la aportación teórica $V_{teórico}$ del cortante lateral para el que fueron diseñadas las columnas en relación al cortante efectivo que soportan en el análisis no lineal.

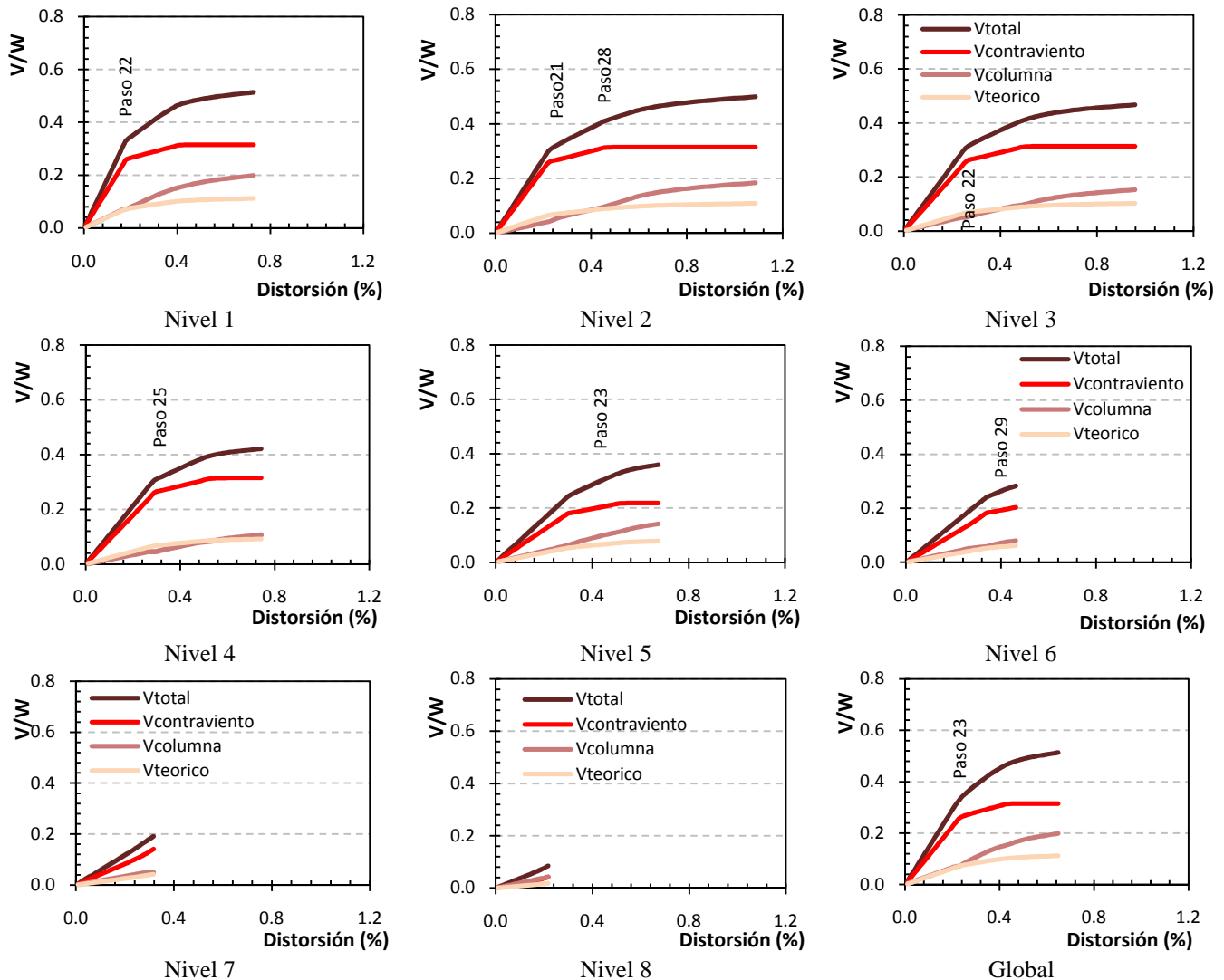


Figura B.13. Curva cortante distorsión del modelo *Ch8p5*

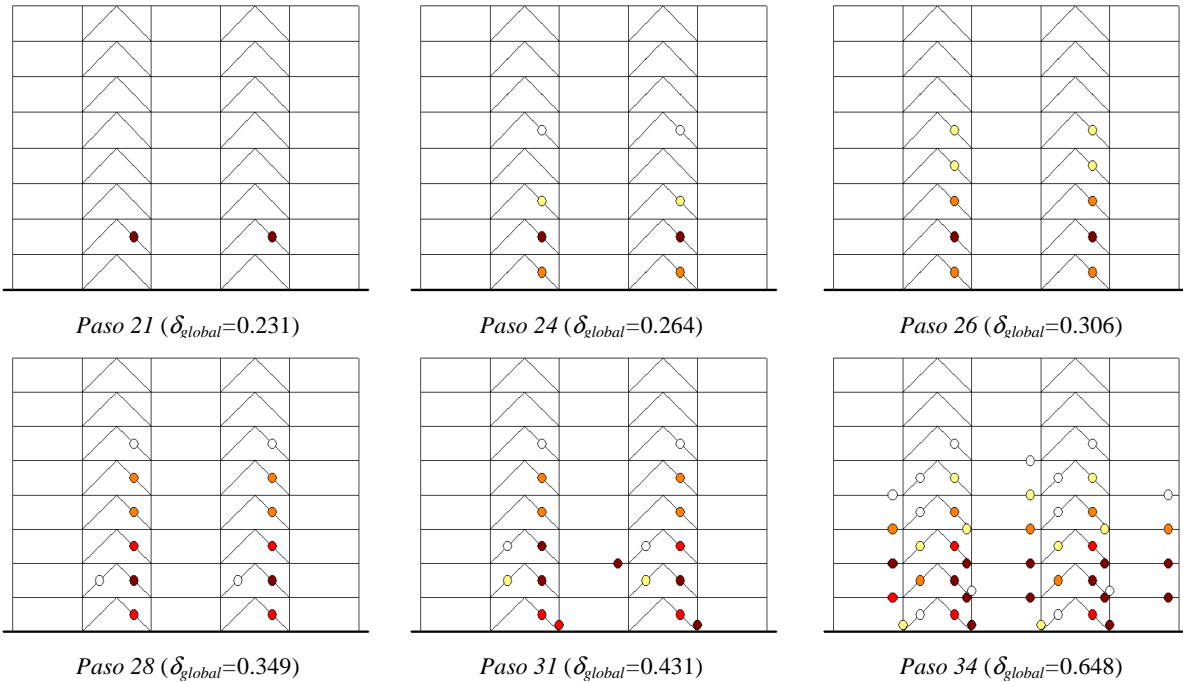


Figura B.14. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch8p5*

La curva global cortante - distorsión reporta el inicio del comportamiento inelástico en el paso 23 ($\delta_{global}=0.246$), después del pandeo de los contravientos del segundo nivel. En la figura B.15 se presenta la aportación de ambos sistemas resistentes en los pasos críticos (distorsiones globales $\delta_{21}=0.218$, $\delta_{25}=0.284$, $\delta_{29}=0.374$ y $\delta_{34}=0.648$). El cambio de sección transversal en columnas a cada cuatro niveles es apreciable, pese a que los contravientos varían cada tres niveles.

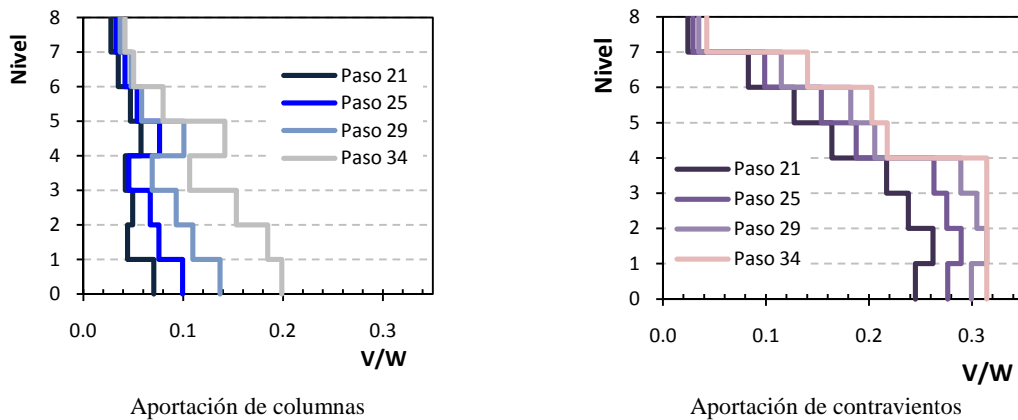


Figura B.15. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch8p5* por pasos

B.3.3 Modelo *Ch8p6* (aportación de columnas del 65%)

El comportamiento de los análisis inelásticos realizados se ilustra en la figura B.16 para cada uno de los entrepisos que conforman el edificio. Luego del pandeo de los contravientos del primer nivel en el paso 23 ($\delta_{global}=0.226$), las curvas cortante – distorsión denotan los cambios de rigidez

lateral en los niveles inferiores, mientras que los pisos superiores se conservan prácticamente elásticos (figura B.17). La curva global reporta el inicio del comportamiento inelástico en el paso 25 ($\delta_{global}=0.267$) antes de las fluencias de los contravientos por tensión.

El cortante que aportan las columnas del marco es menor al cortante teórico que deberían resistir para aportar el 50 por ciento desde el inicio del análisis, pero en algunos entrepisos hacia el final de las curvas la aportación constante de los contravientos obligan a que las columnas superen este límite, aunque esta tendencia es mucho más evidente en los entrepisos inferiores.

En la figura B.18 se presenta el comportamiento del cortante en ambos sistemas resistentes en a lo largo del análisis ($\delta_{23}=0.226$, $\delta_{25}=0.267$, $\delta_{30}=0.532$ y $\delta_{37}=1.158$). En ella, se aprecia una concentración del cortante aportado por las columnas en los pisos 4 y 5, que obliga a los contravientos a tener una mayor participación. La influencia del cambio de sección en columnas a cada cuatro niveles se aprecia en las curvas, pese a que los contravientos varían cada tres niveles.

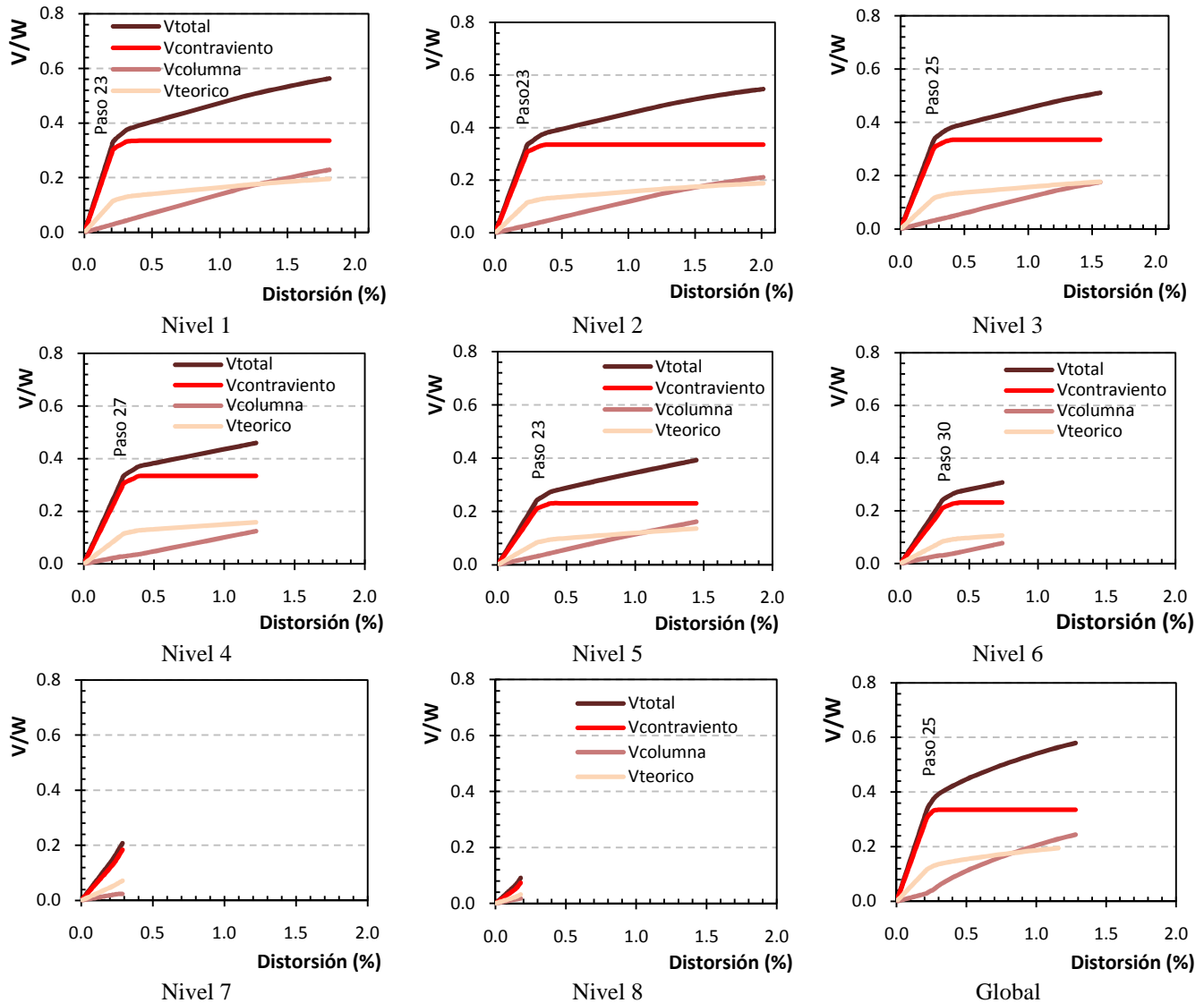


Figura B.16. Curva cortante distorsión del modelo Ch8p6

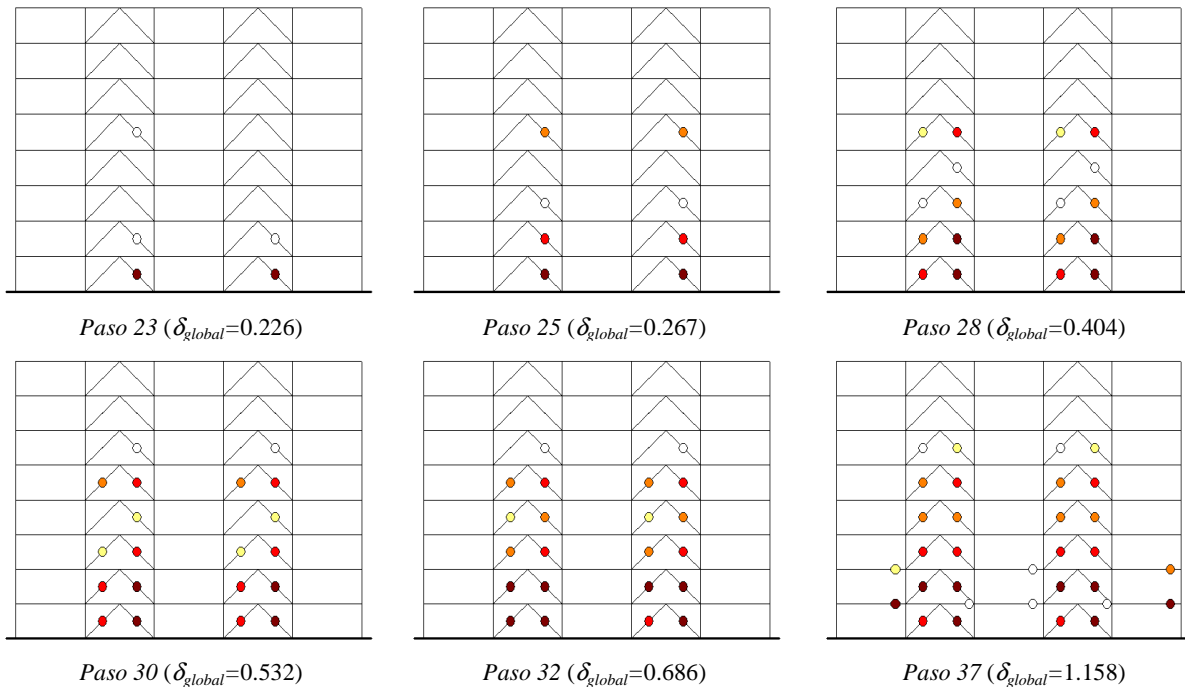


Figura B.17. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch8p6*

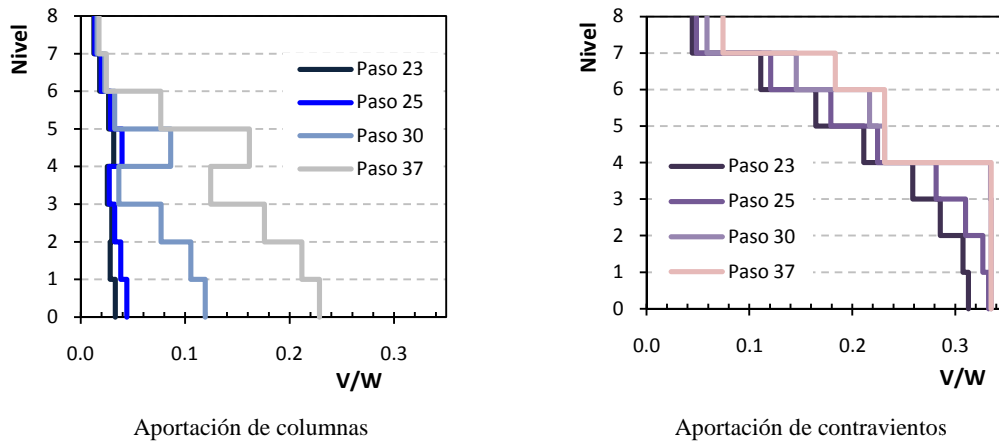


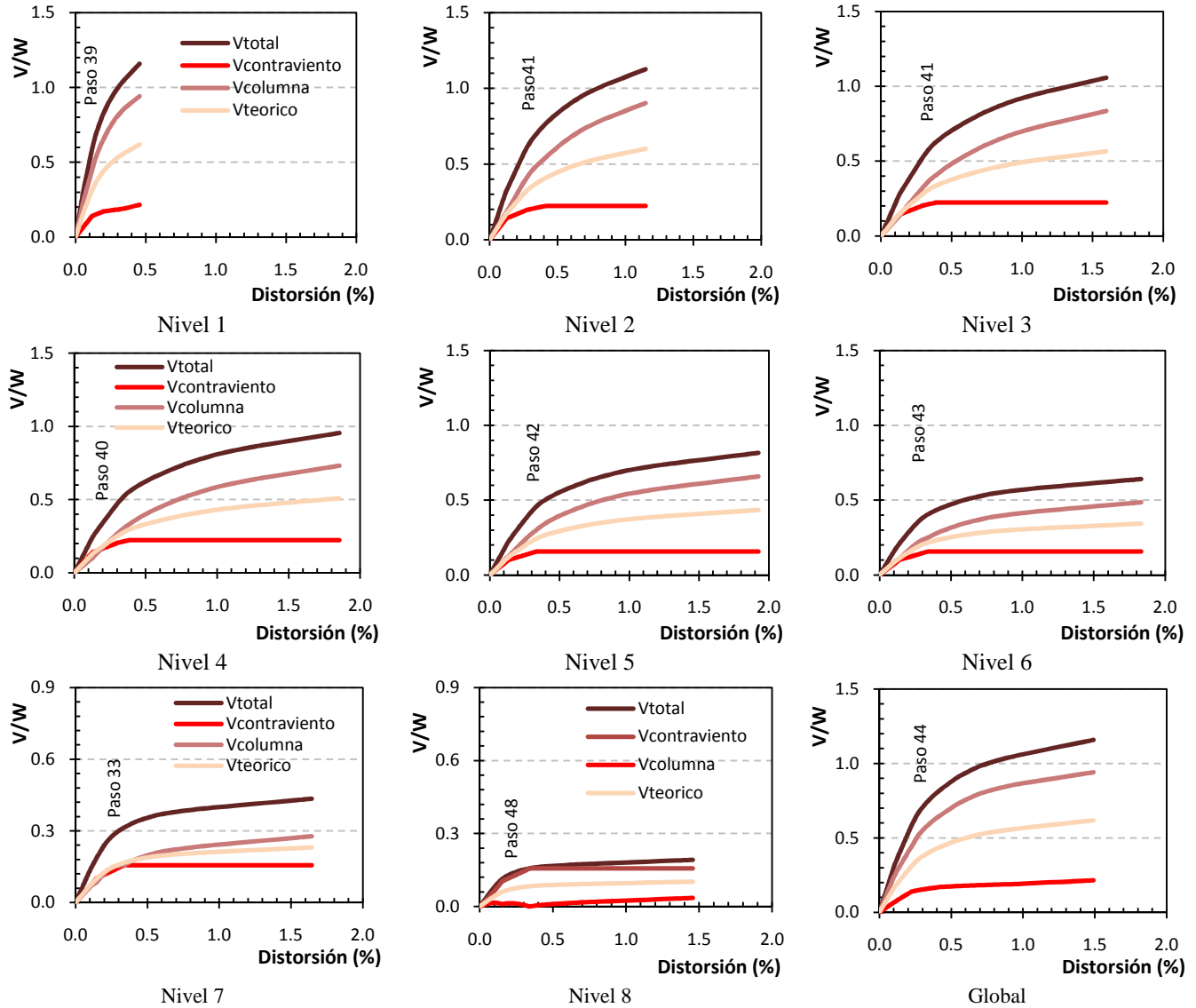
Figura B.18. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch8p6* por pasos

B.3.4 Modelo *Ch8p7* (aportación de columnas del 75%)

Como se comentó, se modelaron edificios de distintas alturas y para cada altura se diseñaron al menos tres diferentes edificios variando la aportación a la fuerza sísmica de las columnas en cada caso, con excepción de los modelos de ocho niveles, en los que se modelaron cuatro distintas aportaciones, por considerar que los edificios de mediana altura son altamente concebidos con este sistema estructural, de acuerdo al muestreo discutido en el capítulo I de esta investigación.

El temprano pandeo de los contravientos en compresión de los niveles inferiores ocasiona que las curvas cortante – deformación presenten un comportamiento inelástico prácticamente desde el

inicio del análisis (figura B.19). Sin embargo, no es sino hasta la articulación de algunas travesas (figura B.20), que la curva global reporta el comportamiento plástico en el paso 44 ($\delta_{global}=0.267$). Con excepción del octavo nivel, en todos los niveles el cortante resistente efectivo de las columnas es mayor al cortante lateral teórico para el que fueron diseñadas.



El mecanismo de colapso de este modelo es dominado por una distribución uniforme en la altura sin articulaciones en columnas. De acuerdo con la figura B.21 que presenta el comportamiento del cortante en el análisis ($\delta_{23}=0.118$, $\delta_{44}=0.267$, $\delta_{60}=0.536$ y $\delta_{37}=1.489$), la aportación de las columnas en los pasos críticos es uniforme en la altura y creciente hasta la formación del mecanismo de colapso, sin que se aprecie el cambio de sección transversal de los elementos estructurales, mientras que el cortante de los contravientos tiende rápidamente a su máxima contribución desde el inicio del análisis estático creciente.

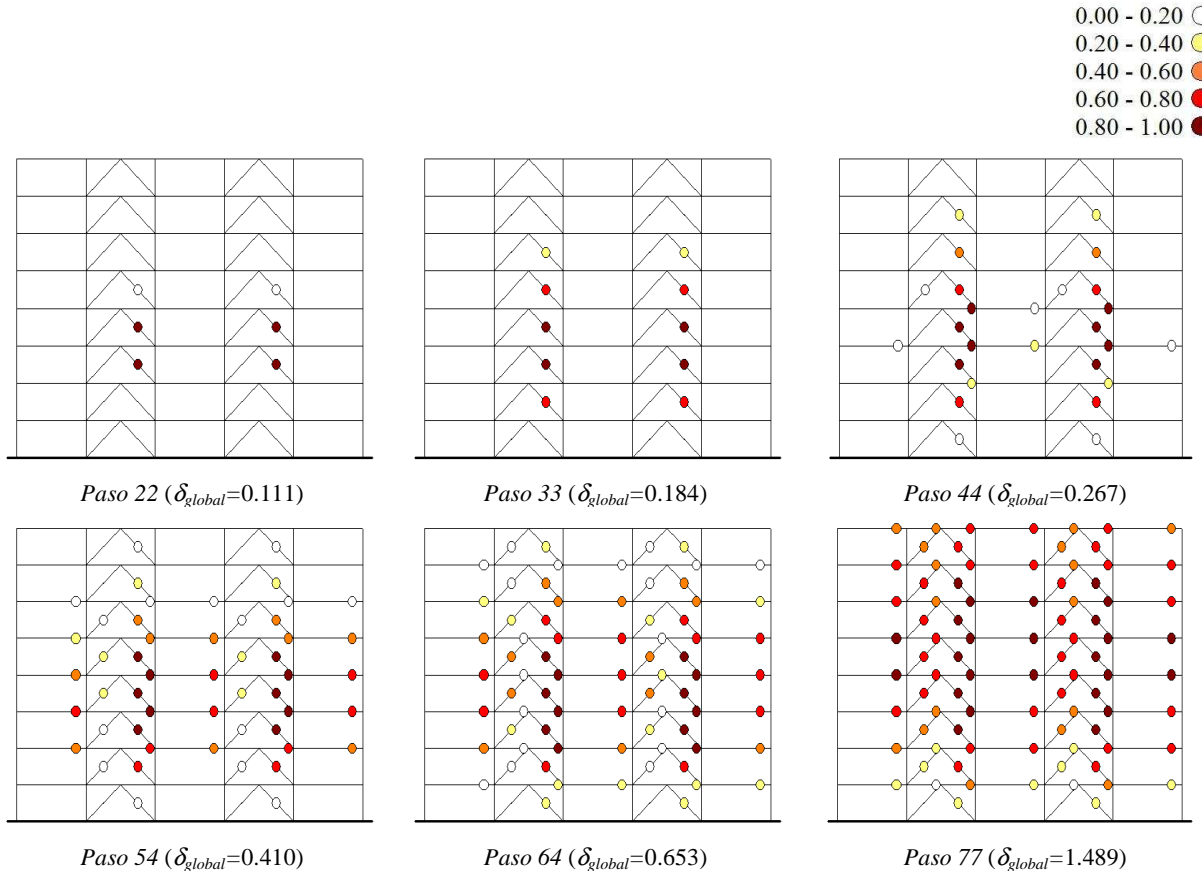


Figura B.20. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch8p7*

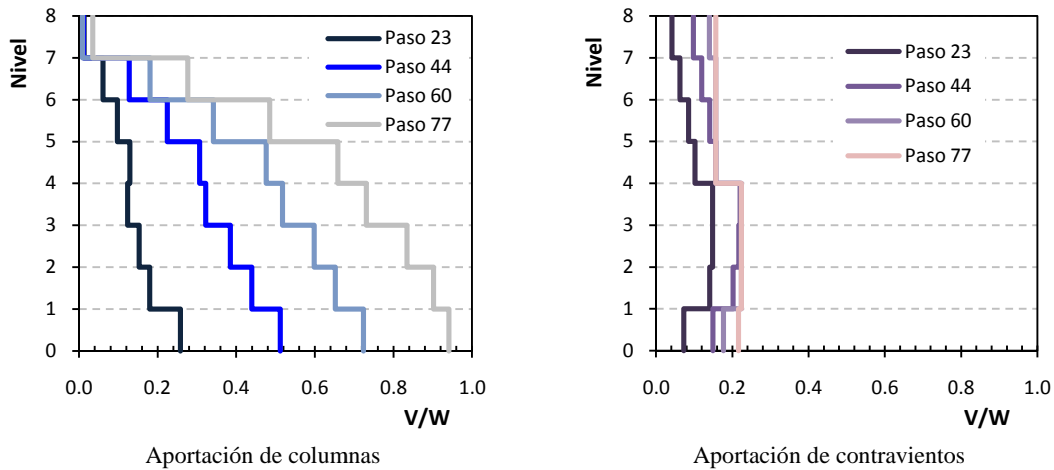


Figura B.21. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch8p7* por pasos

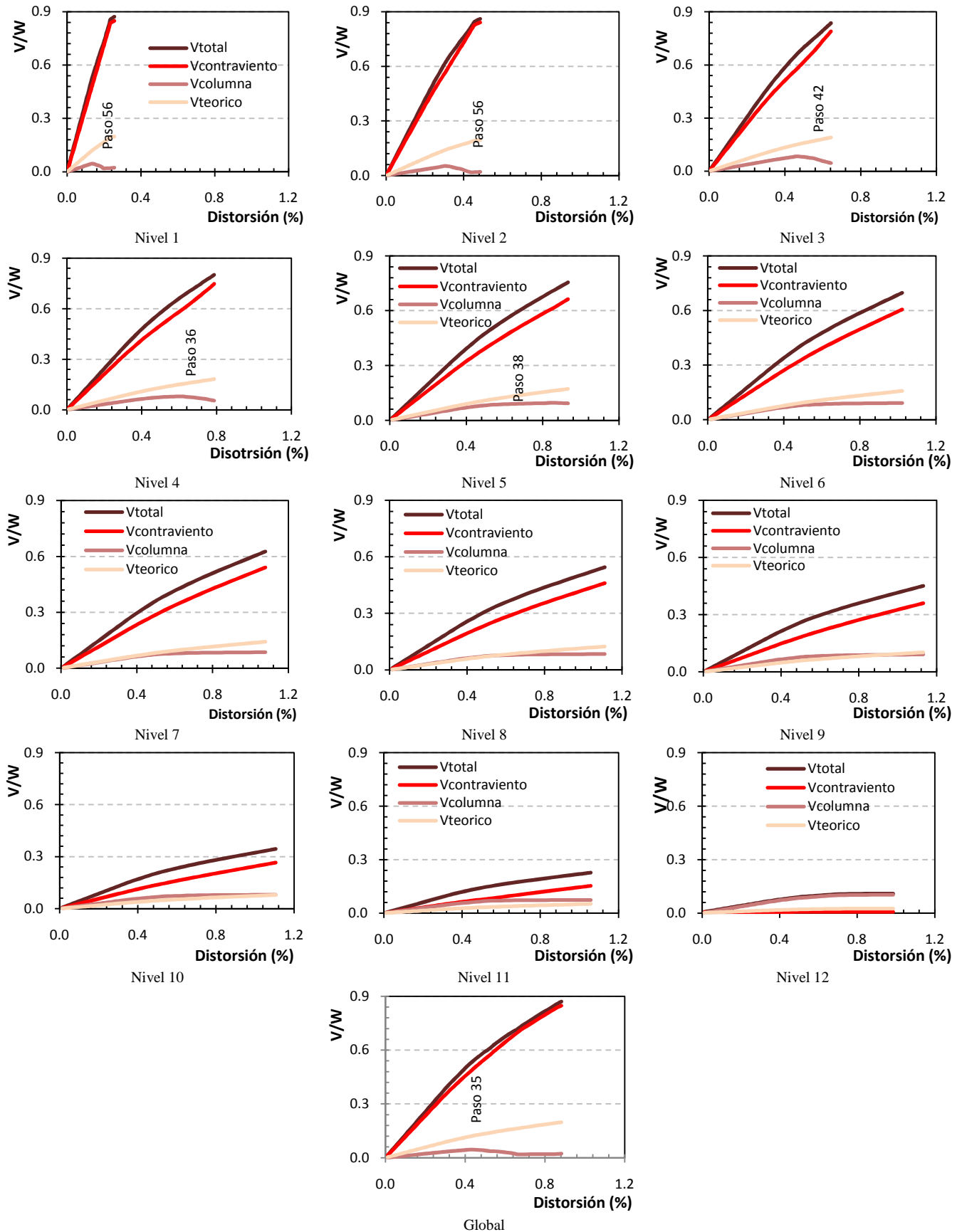


Figura B.22. Curva cortante distorsión del modelo *Ch12p5*

B.4 Inspección de resultados en modelos de doce niveles

B.4.1 Modelo *Ch12p5* (aportación de columnas del 50%)

El comportamiento inelástico del marco perimetral de este edificio inicia con la articulación de las trabes de la cruzía intermedia de los pisos intermedios en el paso 26 con una distorsión porcentual $\delta_{global}=0.305$ (figura B.22). En el paso 36 ($\delta_{global}=0.441$) se presenta la primera articulación en columnas en el primer nivel, que se asocia a un cambio en el cortante resistido (figura B.23) y obliga a que el sistema de contravientos tenga una mayor aportación. En ese mismo paso, la curva global cortante – distorsión reporta el inicio del comportamiento inelástico.

Con excepción de los pisos superiores, la aportación efectiva al cortante lateral de las columnas es menor a la contribución teórica $V_{teórico}$ modelado en la etapa de diseño del 50%, aunque en general son bastante similares, sobre todo en los pisos intermedios.

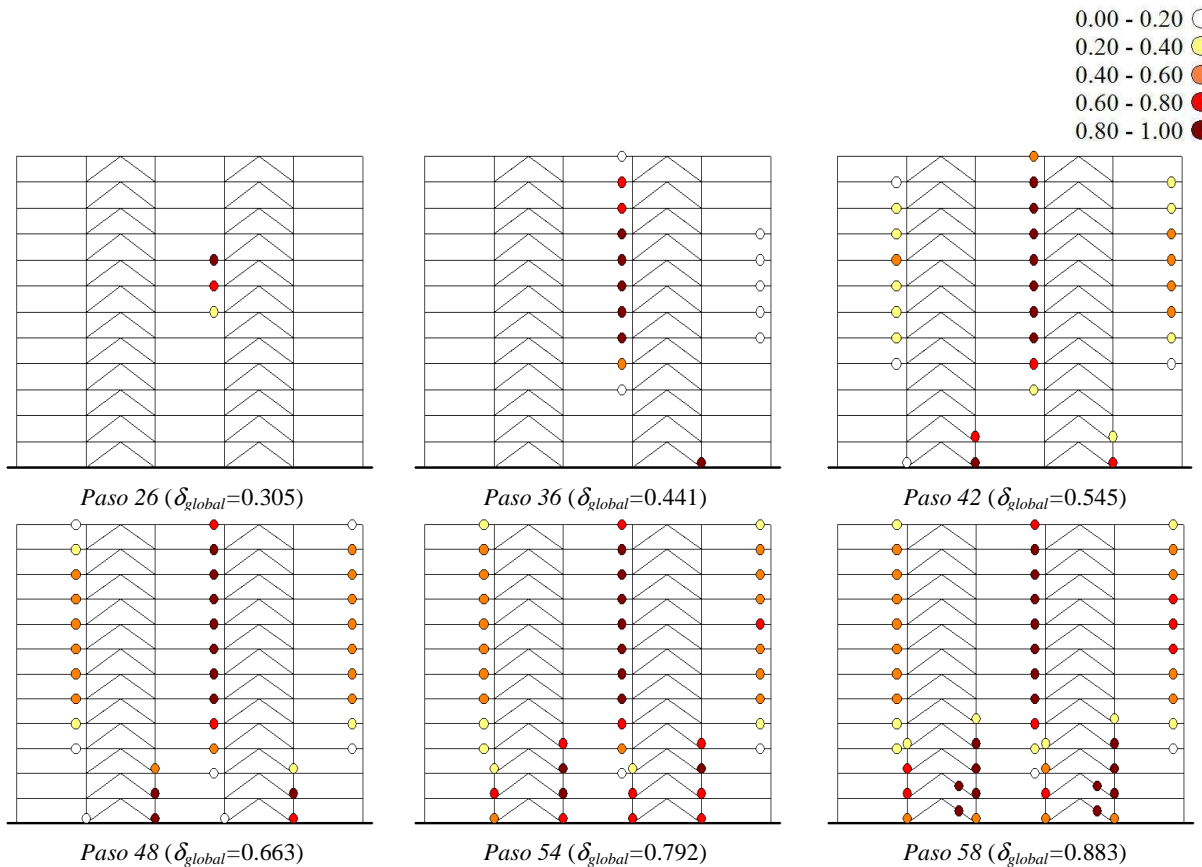


Figura B.23. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch12p5*

En la figura B.24 se presenta el comportamiento del cortante a lo largo del análisis en algunos pasos críticos ($\delta_{26}=0.305$, $\delta_{35}=0.425$, $\delta_{42}=0.545$ y $\delta_{58}=0.883$). En la gráfica se aprecia un aumento creciente, uniforme y bien definido de la aportación de los contravientos sobre todo en los pisos inferiores.

Por otra parte, el cortante resistido por las columnas del marco alcanza su máxima magnitud en los primeros pasos, siendo una aportación significativamente menor. En la gráfica, no se aprecia el cambio de sección transversal propuesta.

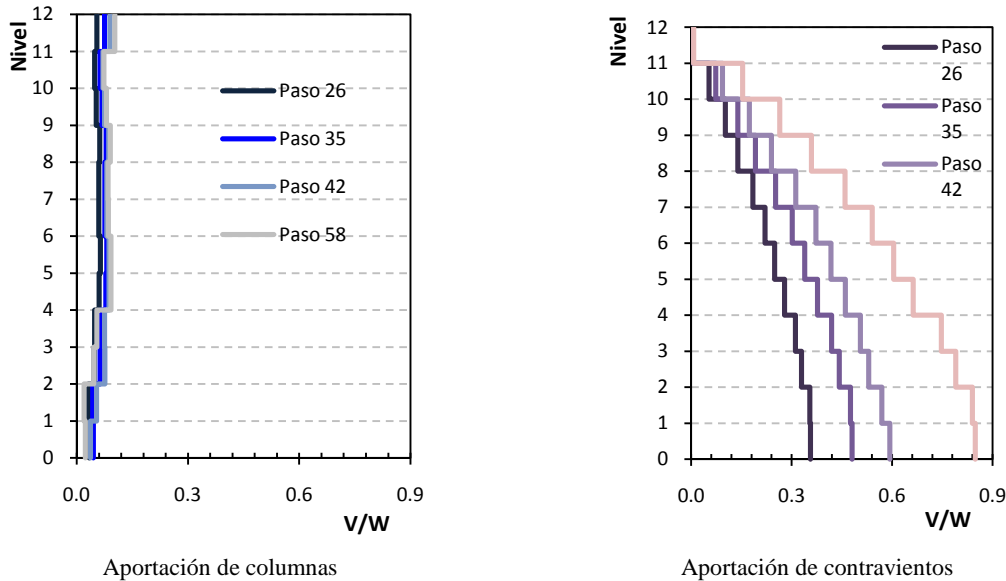


Figura B.24. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch12p5* por pasos.

B.4.2 Modelo Ch12p6 (aportación de columnas del 65%)

En la figura B.25 se expone el comportamiento del marco perimetral de este modelo. En la gráfica se aprecia que el pandeo de los contravientos por compresión en el segundo nivel es el inicio del comportamiento inelástico en el paso 36 con una distorsión global igual a $\delta_{global}=0.273$. Al final del análisis, los entrepisos superiores permanecen cuasi-elásticos, pese a que se observa una mejor distribución del comportamiento no lineal.

La contribución del cortante lateral resistente efectivo de las columnas a lo largo del análisis es mayor hacia el final del análisis al cortante teórico $V_{teórico}$. La curva global reporta el inicio del comportamiento inelástico en el paso 40 ($\delta_{global}=0.311$), con la fluencia de los contravientos por tensión en pisos intermedios. En contraste, los entrepisos intermedios son capaces de desarrollar una ductilidad alta.

En el análisis de aportación del cortante resistente por pasos con distorsiones porcentuales $\delta_{36}=0.273$, $\delta_{40}=0.311$, $\delta_{49}=0.513$ y $\delta_{53}=0.996$ (figura B.27), se aprecia el cambio de sección en las diagonales con el aumento de la aportación del sistema de contravientos cada cuatro niveles. (En los modelos de esta altura las columnas cambian de sección cada tres niveles).

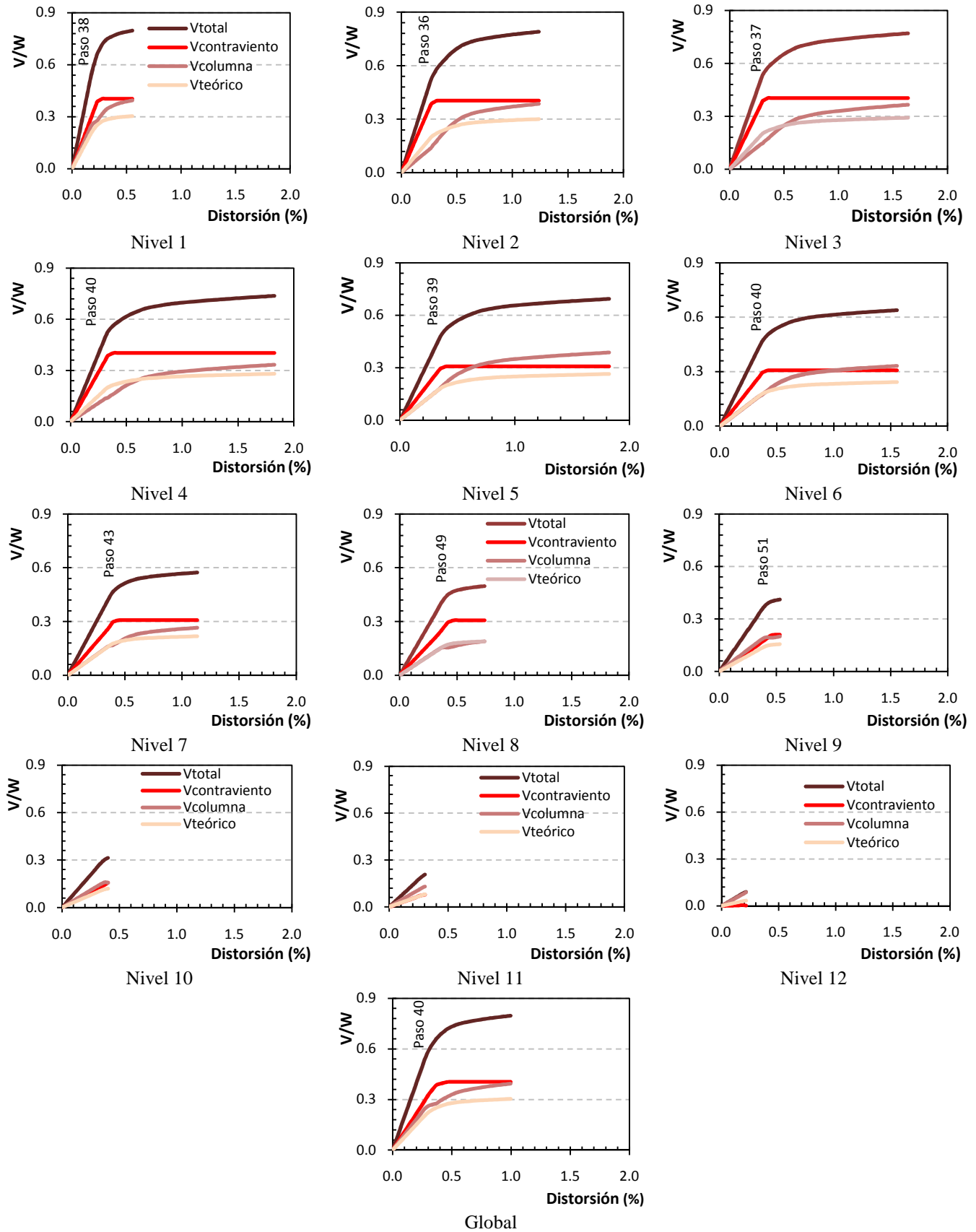


Figura B.25. Curva cortante distorsión del modelo $Ch12p6$

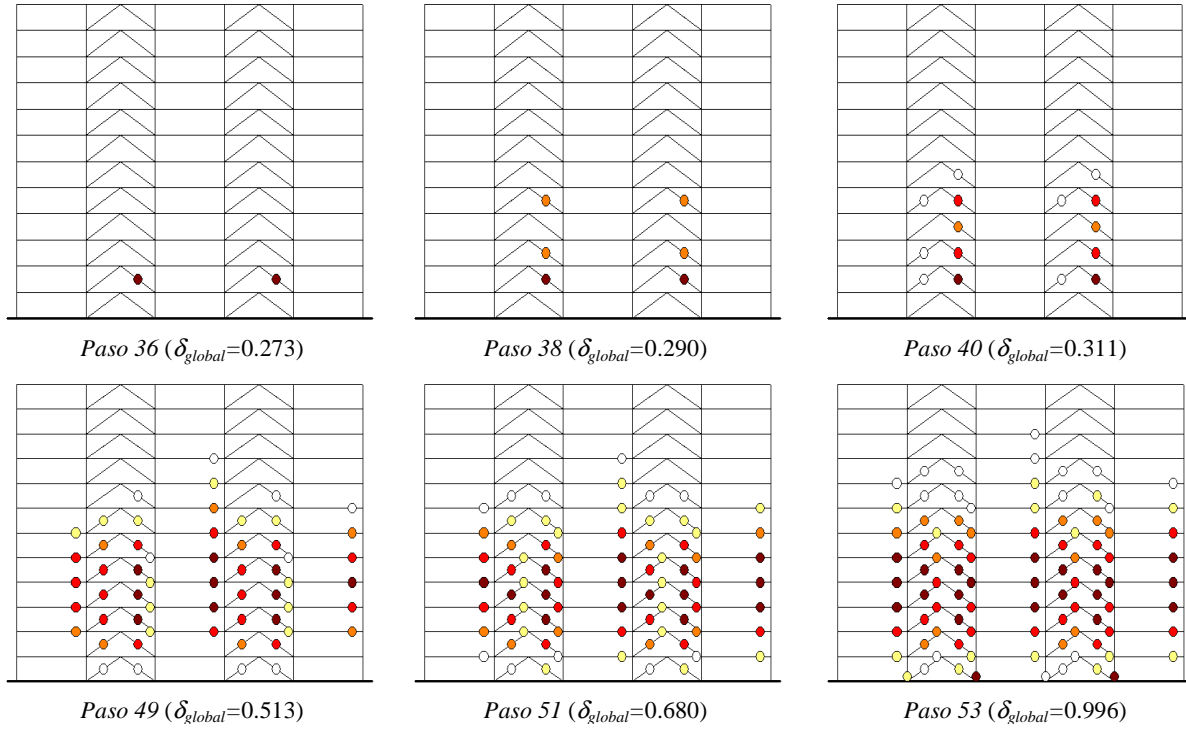


Figura B.26. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch12p6*

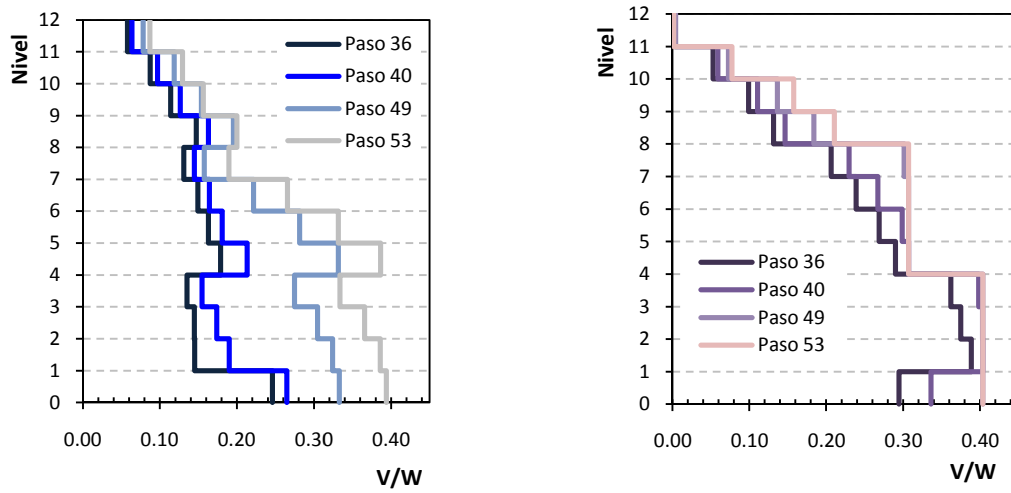


Figura B.27. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch12p6* por pasos

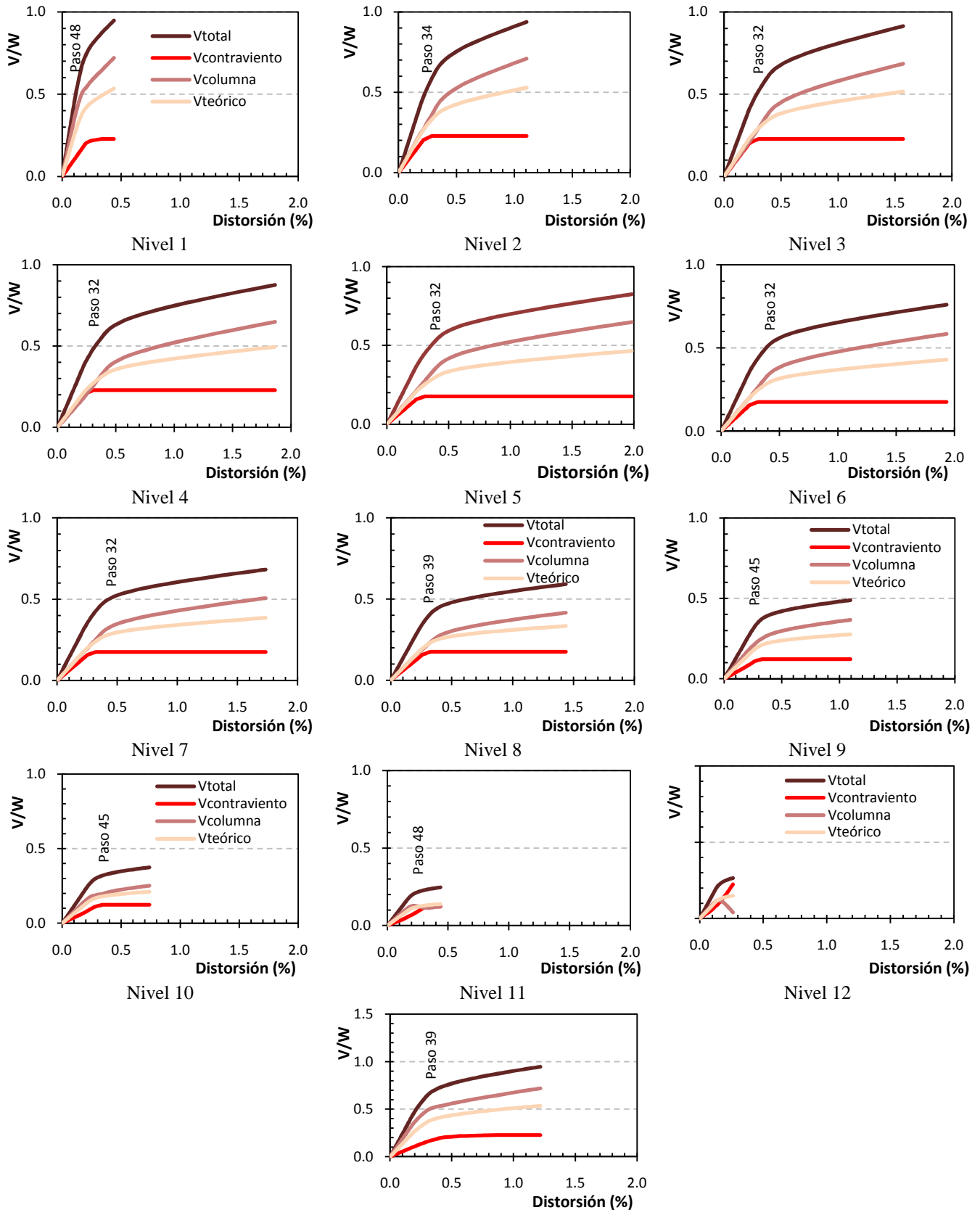


Figura B.28. Curva cortante distorsión del modelo Ch12p8

B.4.3 Modelo Ch12p8 (aportación de columnas del 80%)

Este es el modelo de 12 niveles que se diseñó para soportar la máxima contribución de las columnas del 80%, mientras que el otro 20% de la fuerza sísmica es resistido por el sistema de contravientos.

El comportamiento inelástico inicia con el pandeo de los contravientos a compresión en los entrepisos intermedios en el paso 29 ($\delta_{global}=0.182$), lo que originan una redistribución de carga (figuras B.28 y B.29). El mecanismo final presenta una distribución uniforme en la altura del comportamiento inelástico, con nulo daño en columnas. Los pisos intermedios soportan altas demandas de ductilidad, mientras que los entrepisos extremos (planta baja y azotea) se comportan cuasi-elásticos.

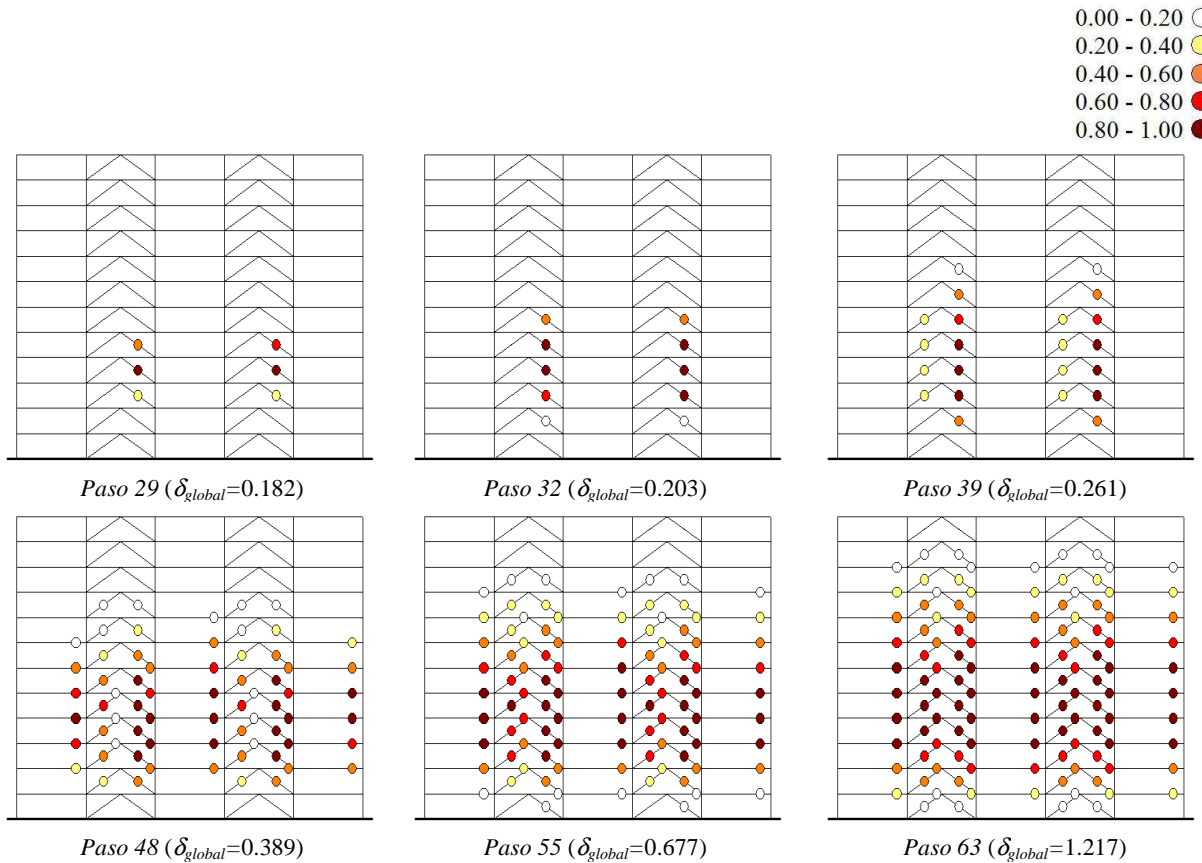


Figura B.29. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo Ch12p8

Las curvas de la figura B.28 reporta que el cortante lateral resistente aportado por las columnas siempre fue mayor que el cortante teórico pretendido $V_{teórico}$ en la etapa de diseño del 80 por ciento. La curva global (cortante contra distorsión en la azotea) reporta el inicio del comportamiento inelástico en el paso 39 ($\delta_{global}=0.267$), asociado a la articulación de las trabes en los pisos intermedios, pese a que se había presentado el pandeo de algunos contravientos por compresión en los instantes previos.

El comportamiento del cortante en los sistemas resistentes del modelo para distorsiones porcentuales globales $\delta_{29}=0.182$, $\delta_{39}=0.267$, $\delta_{48}=0.389$ y $\delta_{63}=1.217$ se presenta en la figura B.30. La aportación al cortante resistente de las columnas del marco en el análisis es uniformemente creciente sobre todo en los pisos inferiores (figura B.30). En contraparte, el sistema de contravientos tiende

rápidamente a su aportación máxima, cuya respuesta se uniformiza en el final del análisis, denotando los cambios de sección propuestos a cada cuatro niveles.

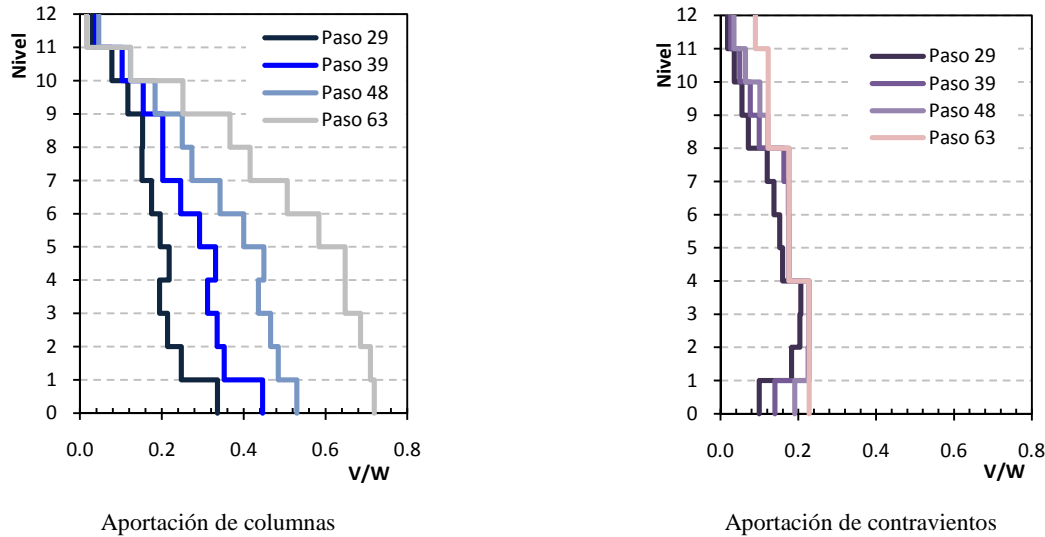


Figura B.30. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch12p8* por pasos

B.5 Inspección de resultados en modelos de dieciséis niveles

B.5.1 Modelo *Ch16p5* (aportación de columnas del 50%)

En la figura B.31 se presentan las curvas de cortante – distorsión de este modelo, que denotan una mayor aportación del sistema de contravientos en la respuesta inelástica de edificio en prácticamente todos los niveles.

El cortante que efectivamente soportan las columnas inicia con magnitudes mayores que el cortante teórico $V_{teórico}$, que representa el cortante que debían soportar para que el entrepiso soporte el 50% de la carga lateral total, pero hacia el final del análisis tiende a magnitudes menores lo que se ve representado por los cruces de las curvas muy visibles en los pisos superiores.

La curva global reporta el inicio del comportamiento inelástico en el paso 26 ($\delta_{global}=0.274$) con sólo traveses articulados (figura B.32). Así como se reporta en las curvas de los entrepisos, en la curva global las aportaciones del sistema de contravientos representa prácticamente la totalidad de la respuesta del sistema.

Al igual que en los modelos presentados anteriormente, en la figura B.33 se incluye el comportamiento de la contribución a la fuerza sísmica de las columnas y los contravientos a lo largo del análisis. La aportación al cortante lateral del sistema de contravientos es uniforme y creciente a lo largo del análisis (figura B.33). Los pasos ilustrados con distorsiones porcentuales globales $\delta_{18}=0.274$, $\delta_{51}=1.385$, $\delta_{83}=2.663$ y $\delta_{95}=3.147$ muestran pocas diferencias en las aportaciones de las columnas sin que sea apreciable el cambio de sección transversal.

B.5.2 Modelo *Ch16p6* (aportación de columnas del 65%)

En la figura B.34 se presenta la respuesta inelástica de cada uno de los entrepisos que conforman el modelo *Ch16p6* y la curva global de la estructura.

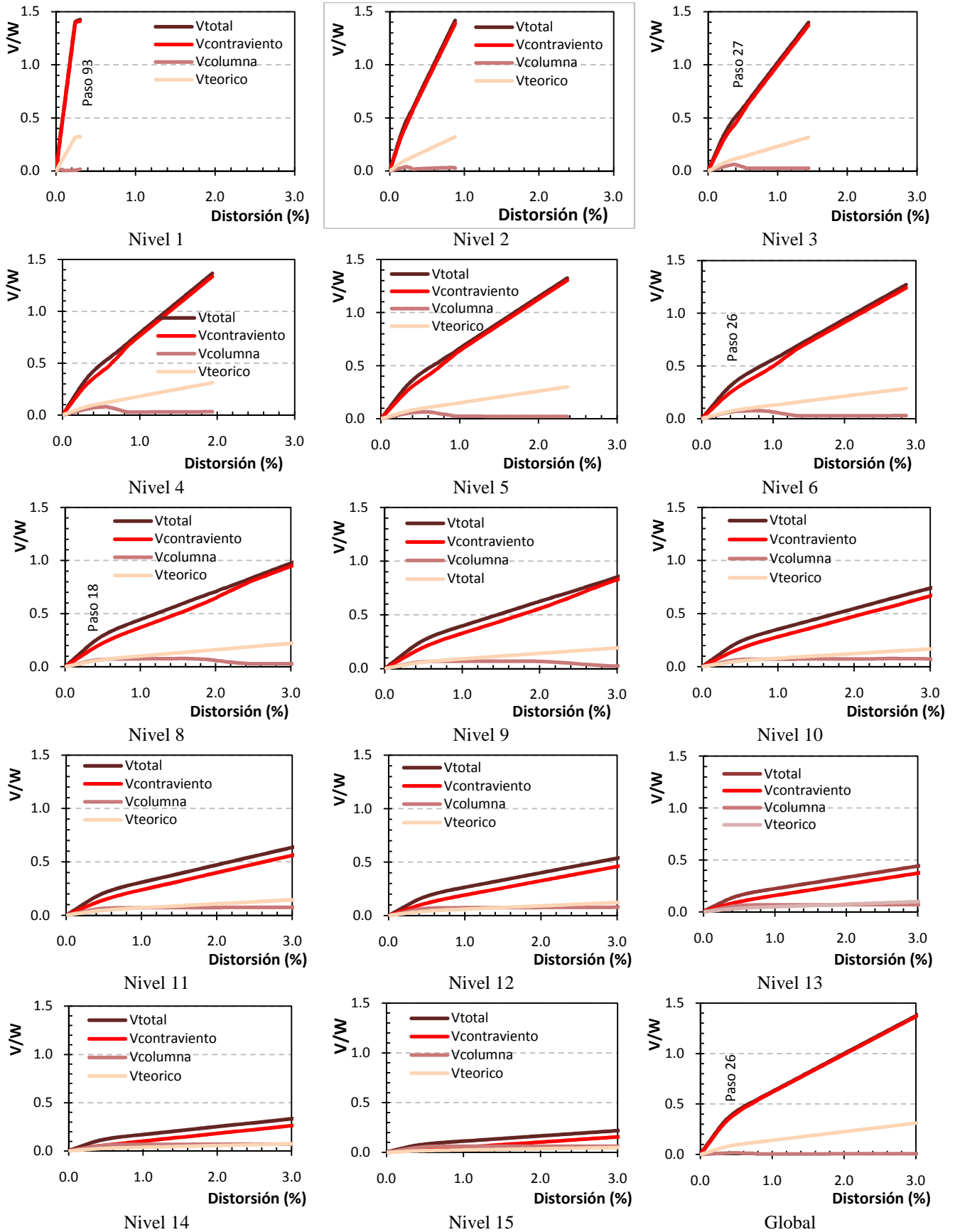


Figura B.31. Curva cortante distorsión del modelo *Ch16p5*

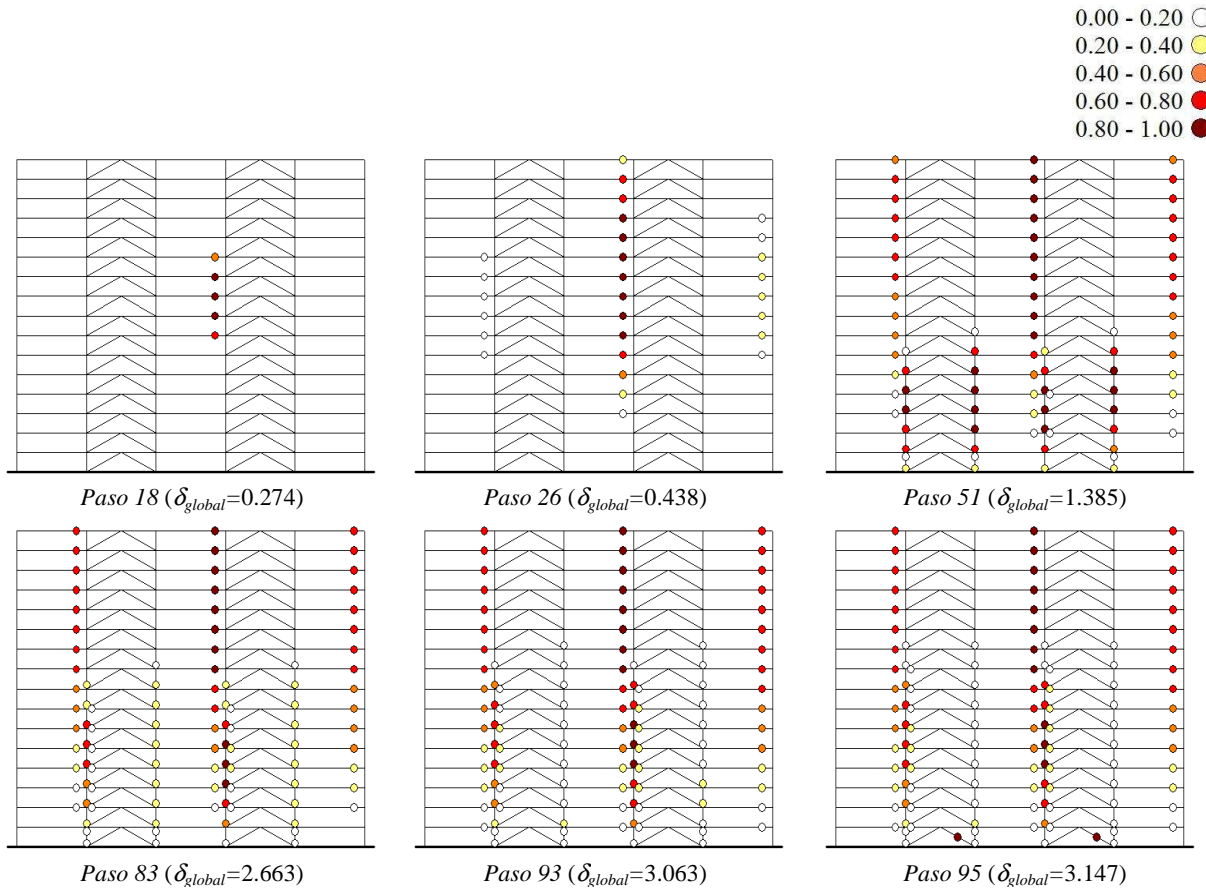


Figura B.32. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch16p5*

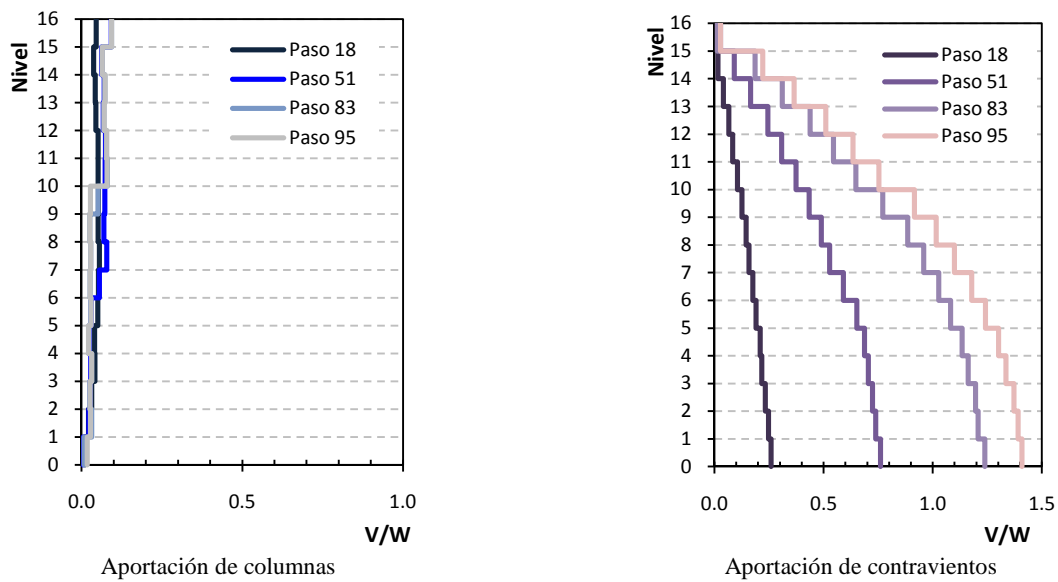


Figura B.33. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch16p5* por pasos

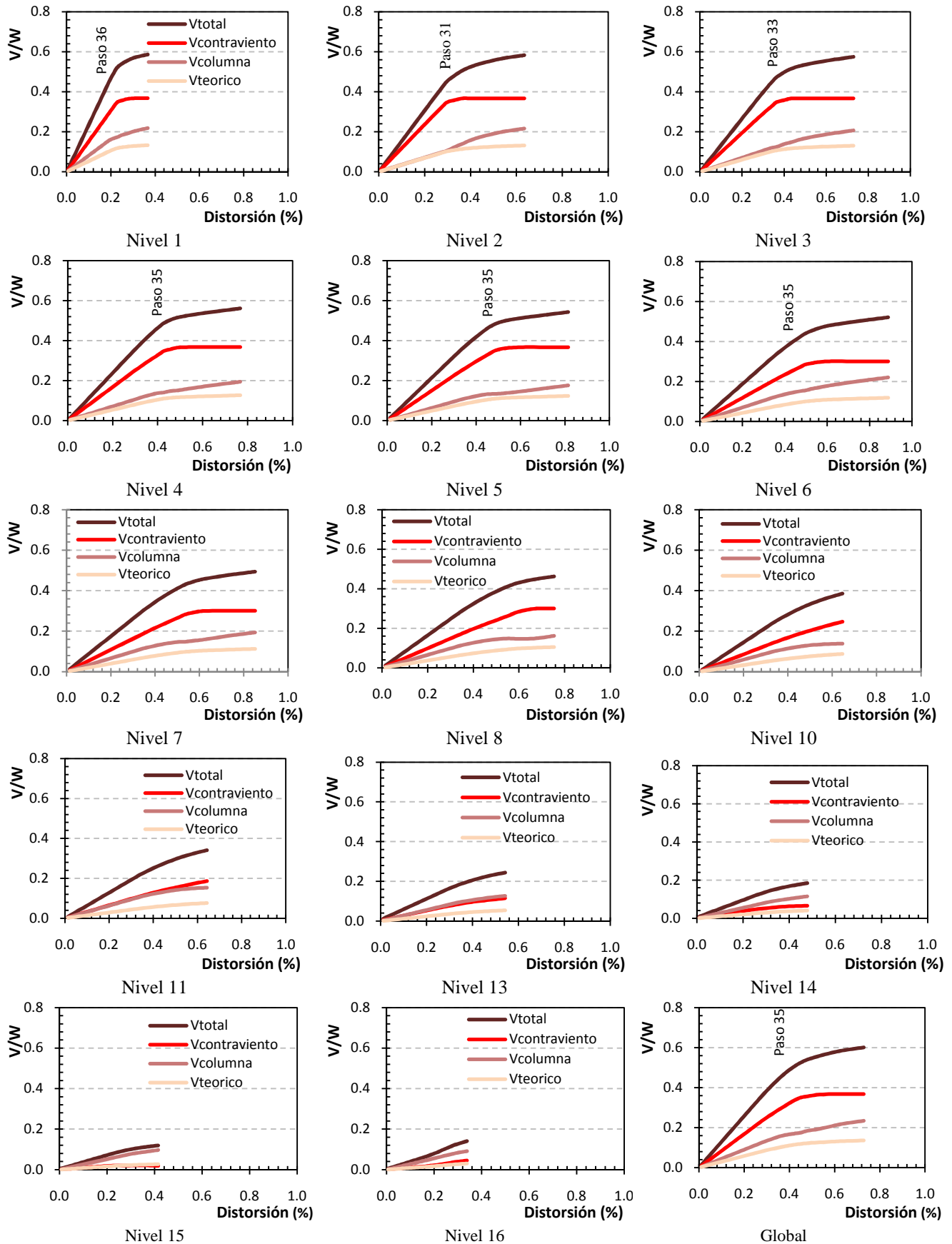


Figura B.34. Curva cortante distorsión del modelo *Ch16p6*

Prácticamente, todos los niveles tienen comportamiento inelástico (figura B.34), siendo que las mayores demandas de ductilidad se presentaron en los niveles intermedios.

El cortante teórico que las columnas $V_{teórico}$ debían aportar en todos los niveles fue menor al cortante que soportaron las columnas en cada entrepiso efectivamente. En el comportamiento del cortante por pasos ($\delta_{24}=0.280$, $\delta_{30}=0.359$, $\delta_{35}=0.451$ y $\delta_{39}=0.634$), muestra un creciente y uniforme aportación de ambos sistemas resistentes. Cuando los contravientos llegan a su máxima aportación hacia el final de los análisis, reportan magnitudes en función del cambio de sección a cada cinco niveles (figura A.36).

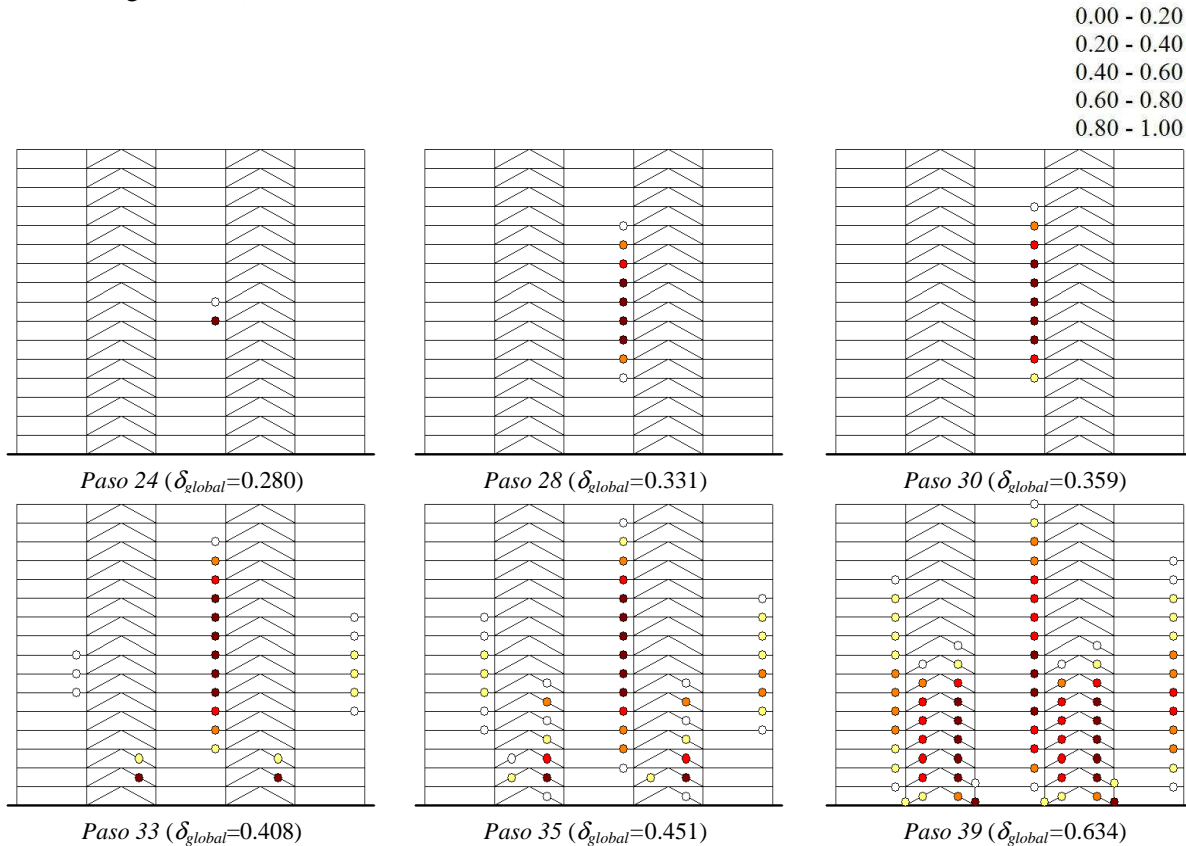


Figura B.35. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo *Ch16p6*

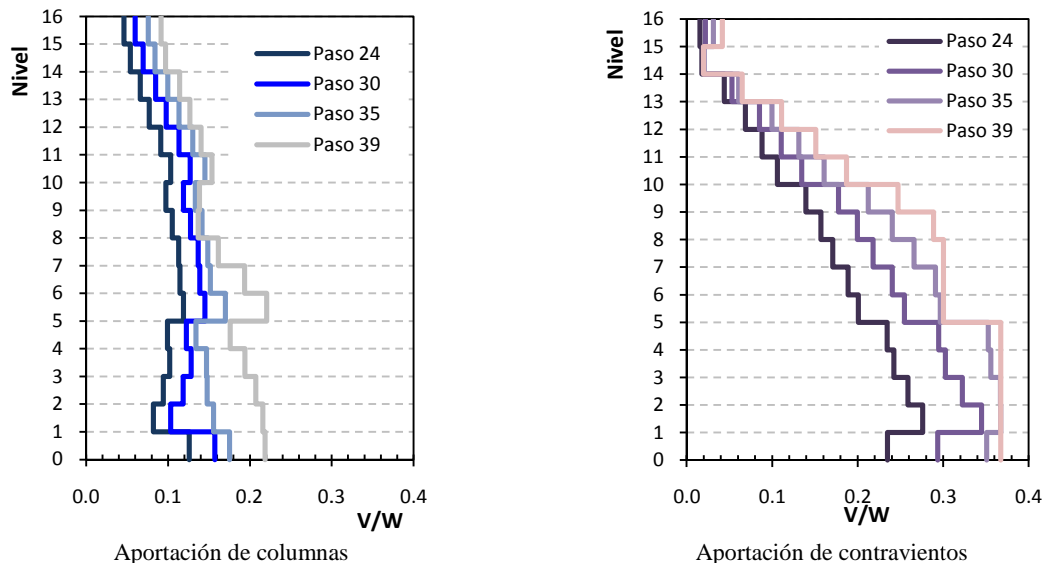
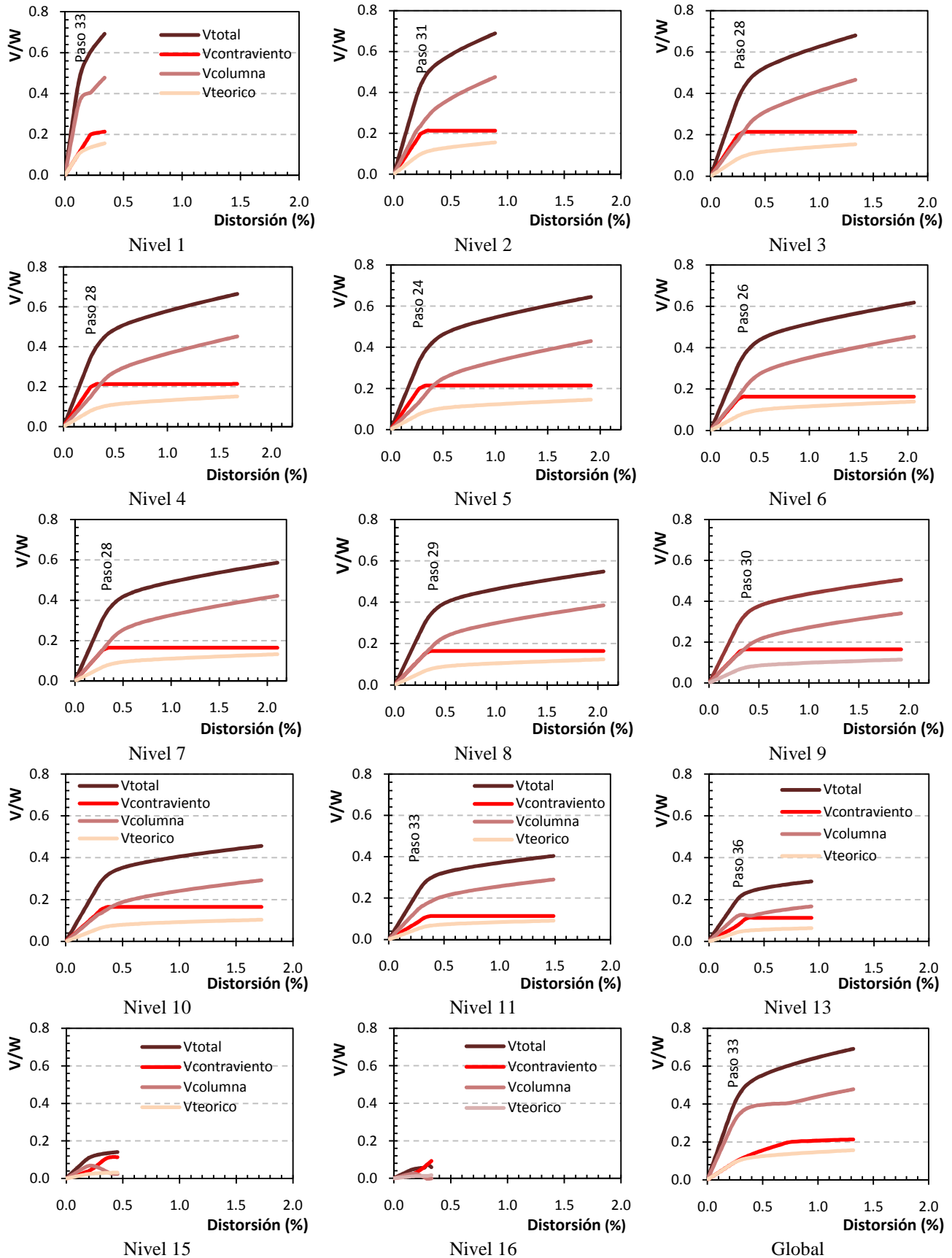


Figura B.36. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch16p6* por pasos

Figura B.37. Curva cortante distorsión del modelo $Ch16p8$

B.5.3 Modelo Ch16p8 (aportación de columnas del 80%)

Este modelo representa la mayor contribución a la fuerza sísmica que debían tomar las columnas del marco en relación a la contribución del sistema de contravientos.

Los resultados de la respuesta no lineal evidencian una distribución uniforme en la altura del comportamiento no lineal (figura B.37). El comportamiento no lineal inicia con el pandeo de los contravientos de compresión en los pisos intermedios. La fluencia de los contravientos en tensión y las rotaciones en las trabes se presentan al mismo tiempo en el paso 31, con una distorsión porcentual global de $\delta_{39}=0.304$; de manera que el mecanismo de colapso es congruente con las premisas de diseño con poco daño o nulo daño en las columnas (figura B.38).

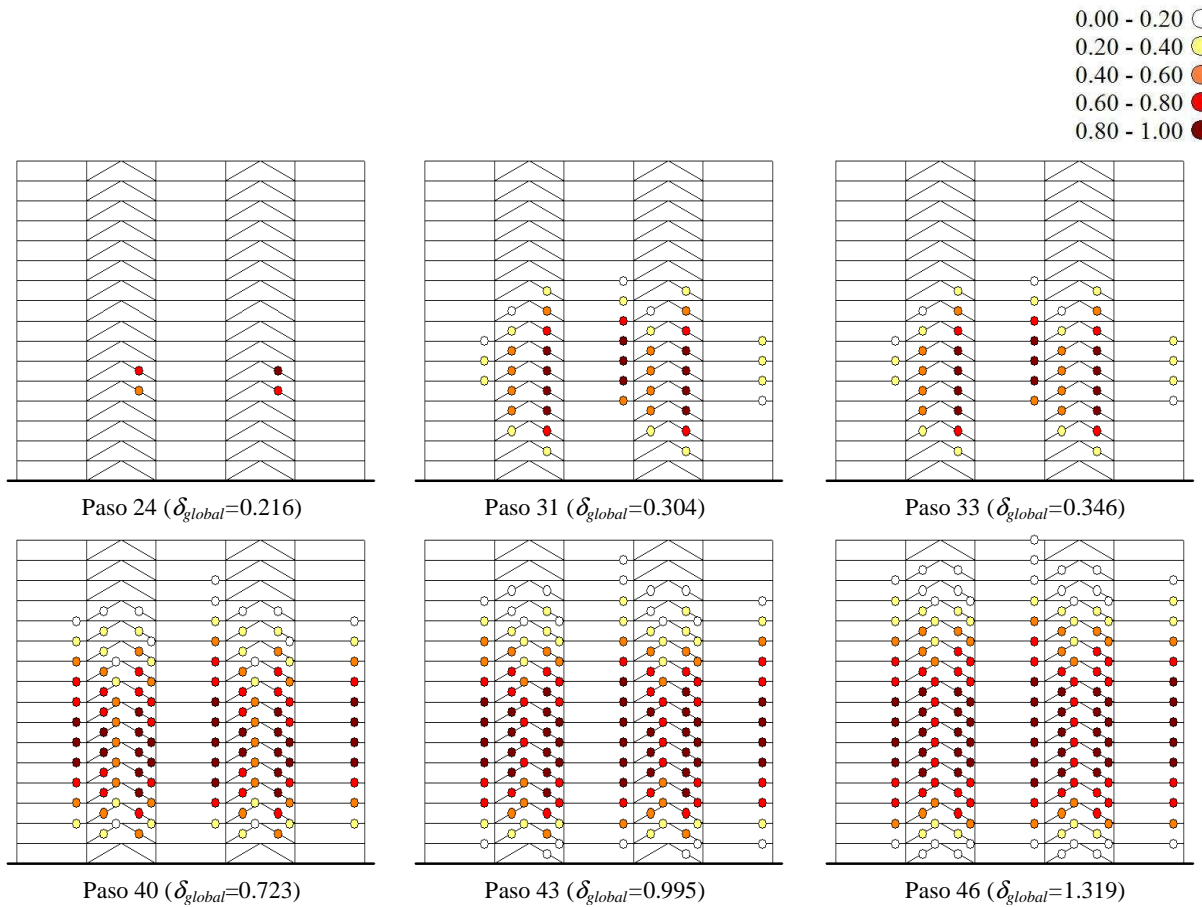


Figura B.38. Secuencia de la formación de instantáneas de fluencia a lo largo del análisis del modelo Ch16p8

En la figura B.39 se presenta la aportación al cortante lateral resistente de ambos sistemas en las distorsiones en porcentaje de los pasos 24, 33, 40 y 46 ($\delta_{24}=0.216$, $\delta_{33}=0.346$, $\delta_{40}=0.723$ y $\delta_{46}=1.319$). El crecimiento regular y uniforme caracteriza el comportamiento de las columnas, mientras que los contravientos evidencian el cambio de sección (cada cinco niveles) hacia el final del análisis con una mayor participación de los pisos intermedios desde el inicio del análisis.

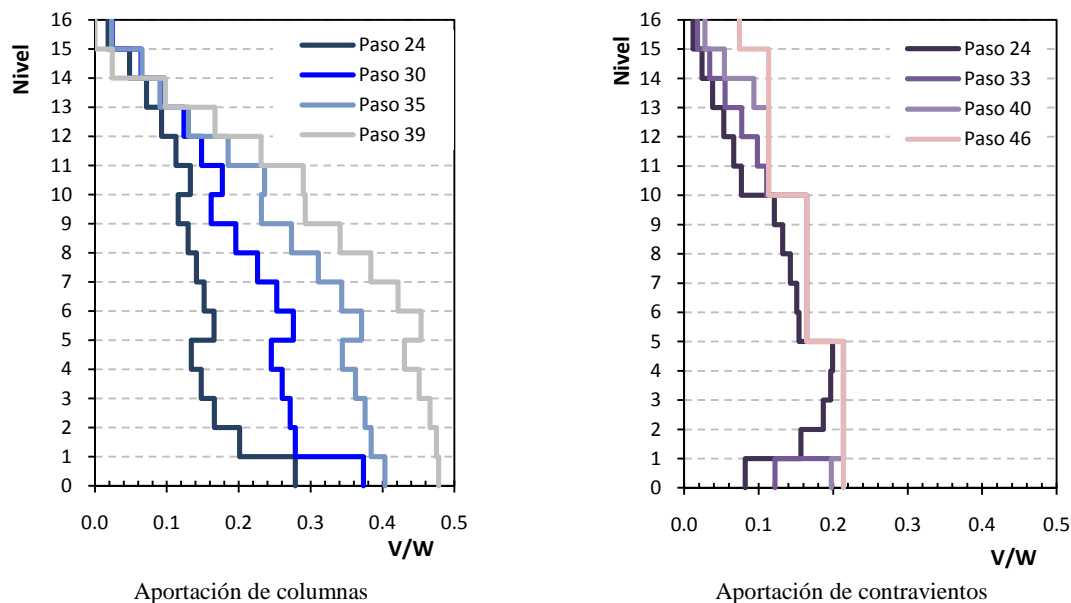


Figura B.39. Aportación al cortante lateral resistente del modelo *ch16p8* por pasos

Apéndice C

Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados

Apéndice C

Estudio de la axialización de columnas en marcos contraventeados

C.1 Introducción

Se ha demostrado en investigaciones recientes que edificios estructurados con marcos de acero con contraventeo concéntrico tienden a concentrar su respuesta inelástica en unos cuantos pisos cuando son sujetos a sismos intensos (Tremblay 2003, Tapia 2005, Izvernari *et al.* 2007). Este efecto es más pronunciado en edificios altos, donde se presentan grandes demandas inelásticas concentradas generalmente en los pisos inferiores (Izvernari 2007, Tapia y Tena 2009). En estas estructuras la distribución de la carga de los contravientos podría guiar eventualmente a un colapso por inestabilidad dinámica asociado al significativo aumento de carga axial en las columnas de los pisos inferiores, no considerada forzosamente desde la etapa elástica.

La correcta determinación de la máxima carga axial en las columnas es esencial para asegurar niveles de seguridad adecuados. Un esfuerzo para valorarla es considerar que los contravientos alcanzarán su máxima capacidad al mismo tiempo en sismos intensos; sin embargo, hacer esa estimación simplista lleva a diseños que sobre evalúan esa sollicitación.

En este apéndice se presenta un estudio analítico que evalúa el comportamiento de la carga axial en las columnas mediante análisis dinámicos no lineales, a partir de la respuesta inelástica de los elementos estructurales, después del pandeo de los contravientos en compresión o su fluencia por tensión en marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico.

C.2 Descripción de los modelos

Se estudiaron modelos de 4, 8, 12 y 16 niveles (alturas de 15.6, 30.8, 46.0 y 61.2 m.), estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico. Los edificios se diseñaron para la máxima ductilidad permitida en el Reglamento, equivalente a un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, ubicándolos en terreno firme. Los contravientos fueron concebidos con sección cajón con acero A-572 Gr. 50 (ASTM A500 gr. C) con trabes y columnas de sección I del mismo material ($f_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$). Todos los modelos consideraron una reducción de las cargas por sobrerresistencia $R=3.0$ conforme al reglamento canadiense, discutido ampliamente en Izvernari *et al.* (2007) y Tapia y Tena (2009a). Conforme al Apéndice A de las NTCS-04, a la estructura le correspondería un factor por sobrerresistencia $R=2.0$ (apartado A3, NTCS-04). Los periodos fundamentales de los modelos son 0.72 seg, 1.53 seg, 2.15 seg. y 2.53 seg.

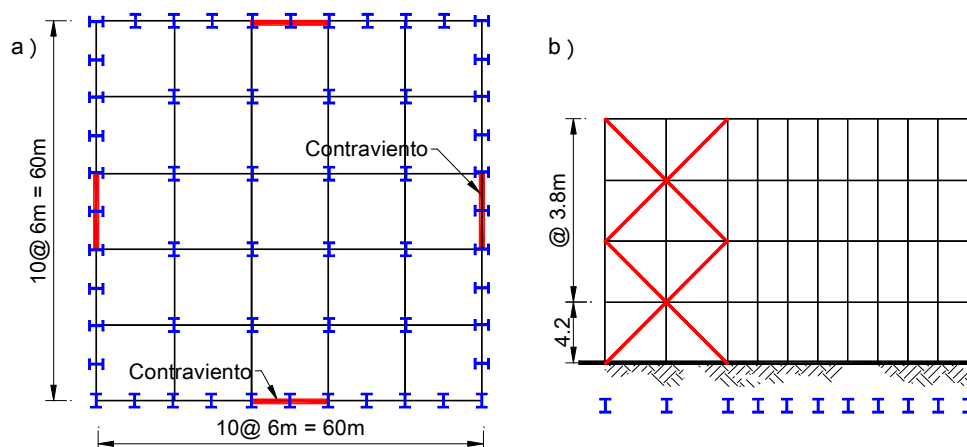


Figura C.1 Estructuras estudiadas: a) planta general, b) elevación del modelo de cuatro niveles

En la figura C.1a se presenta la planta tipo de los edificios diseñados por Izvernari (2007), mientras que en la figura C.1b se ilustra la elevación de los marcos perimetrales estudiados ejemplificado por el modelo de cuatro niveles (modelo RFNES04). Los contravientos se diseñaron por compresión asumiendo un factor de longitud efectiva $k=0.90$, tal que las relaciones de esbeltez varía entre $kL/r=55$ y 116 con un valor promedio igual a $kL/r=69$ (figura 2) y satisfacen los límites de la relación ancho – espesor de las Normas Técnicas de Estructuras Metálicas (NTCM-04), discutidos ampliamente en el Capítulo I intitulado *Influencia del cortante lateral resistente en el comportamiento de marcos contraventeados* de esta investigación.

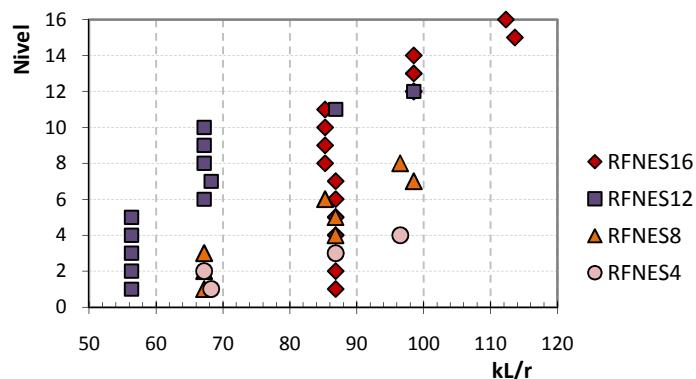


Figura C.2. Relaciones de esbeltez de los modelos estudiados

C.2.1. Consideraciones del modelo

Se realizaron análisis dinámicos no lineales en tres dimensiones en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) con la geometría mostrada en la figura C.1b, simulando uno de los marcos perimetrales. Los contravientos se modelaron en ocho subelementos, discretizando en fibras su sección transversal con ocho puntos de integración cada uno, siguiendo el procedimiento que se detalla ampliamente en el Capítulo V intitulado *Modelado con OpenSees* de esta investigación.

Los elementos se asociaron igualmente al material uniaxial Giuffré-Menegotto-Pinto (Steel 02) con endurecimiento cinemático e isotrópico para simular el efecto Bauschinger por ciclos de carga inelásticos. En la figura C.3a se ejemplifica el comportamiento histerético de los contravientos obtenido con la modelación propuesta en un edificio de ocho niveles.

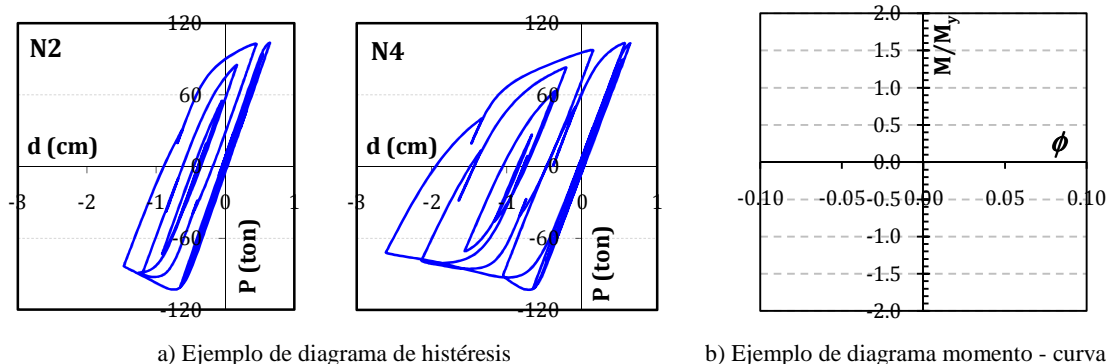


Figura C.3. Comportamiento inelástico del modelado de los elementos

Estos contravientos siguieron el modelado de esta investigación (Capítulo IV), tal que se conectaron a elementos de longitud cero con las propiedades de las placas de conexión que fueron diseñadas con una distancia libre para permitir el pandeo de la placa perpendicular al plano cuyo diseño por compresión consideró la distancia de Withmore para la determinación de la longitud de pandeo por flexo - compresión (Cochran y Honeck 2004).

Las vigas y columnas se modelaron con un elemento elástico que permite la formación de articulaciones plásticas en sus extremos (*beam with hinges elements*) con una longitud igual al peralte del elemento. En las columnas se agregaron elementos de longitud cero para simular las conexiones asociadas a la longitud de las piezas, así como en la conexión de las trabes a las columnas. En la figura C.3b se presenta un ejemplo de curva momento – curvatura obtenida en los elementos con la modelación propuesta.

C.2.2. Registros considerados

Las estructuras fueron sujetas a diez registros históricos y diez registros artificiales (tabla C.1), los cuales fueron escalados en Lacerte y Tremblay (2006), para asociarse al espectro de diseño típico de suelos firme (figura C.4) del Reglamento Canadiense (CNBC-05), mediante una técnica de integración Newmark-Beta con un amortiguamiento crítico de Rayleigh del 3% en los primeros dos modos.

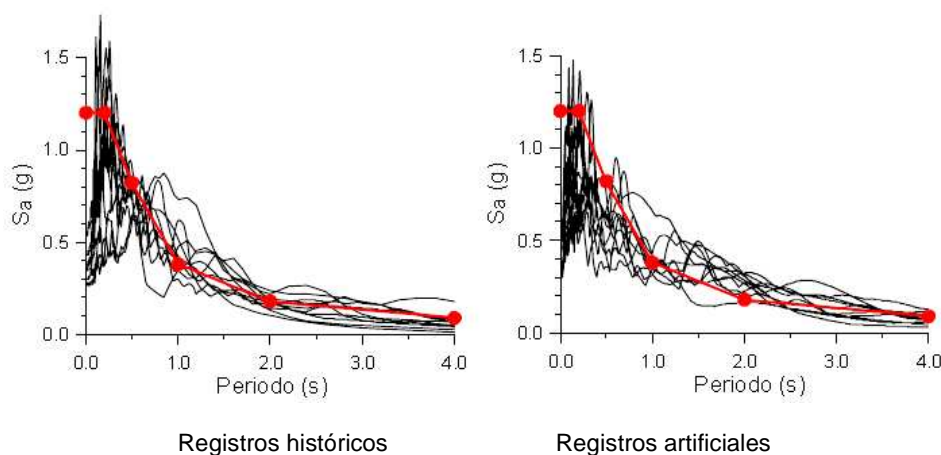


Figura C.4 Espectros de respuesta escalados (adaptado de Izvernari *et al.* 2007)

En la figura C.4 se incluye el espectro de diseño elástico para terreno firme del reglamento canadiense. Por consistencia con las suposiciones de diseño, cada marco consideró un factor de amplificación para considerar adicionales las cargas por torsión.

Tabla C.1. Características de los acelerogramas históricos y artificiales considerados

Id	Evento	Lugar	Magnitud	R (km)	Estación	Direc. (°)	PHA (g)	PHV (m/s)
A03	W65301	Simulado	MW 6.5	30	Simulado	360	0.534	0.566
A04	W65302	Simulado	MW 6.5	30	Simulado	291	0.537	0.613
A05	W65301	Simulado	MW 6.5	50	Simulado	280	0.259	0.283
A06	W65302	Simulado	MW 6.5	50	Simulado	90	0.279	0.309
H04	Feb. 19, 1971	San Fernando	MW 6.6	31	Castaic, Old Ridge Rd	291	0.268	0.259
H05	Ene 17, 1994	Northridge	MW 6.7	26	Pacific Palisades-Sunset	280	0.197	0.149
H02	Ene 17, 1994	Northridge	MW 6.7	30	Santa Monica City Hall	360	0.369	0.251
H03	Ene 17, 1994	Northridge	MW 6.7	34	Los Angeles Baldwin Hills	360	0.167	0.176
H01	Ene 17, 1994	Northridge	MW 6.7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90	0.568	0.53
H06	Abr. 25, 1992	Northridge	MW 7.0	52	Eureka Myrtle&West	90	0.178	0.283
H07	Oct. 18, 1989	Loma Prieta	MW 7.0	54	Stanford Univ.	360	0.29	0.28
H08	Oct. 18, 1989	Loma Prieta	MW 7.0	100	Presidio	90	0.2	0.34
H09	Abr. 13, 1949	West Wash	MW 7.1	76	Olympia, Test Lab	86	0.28	0.17
A07	W72301	Simulado	MW 7.2	30	Simulado	360	0.936	1.32
A08	W72302	Simulado	MW 7.2	30	Simulado	90	0.649	0.841
A09	W72701	Simulado	MW 7.2	70	Simulado	86	0.246	0.297
A10	W72702	Simulado	MW 7.2	70	Simulado	90	0.259	0.239
H10	Junio 28, 1992	Landers	MW 7.3	93	Barstow	90	0.135	0.258
A01	W60201	Simulado	MW. 6.0	20	Simulado	90	0.167	0.199
A02	W60202	Simulado	MW. 6.0	20	Simulado	360	0.203	0.338

Con estas premisas, se determinó la carga axial máxima en las columnas de cada entrepiso de los modelos en la respuesta media (percentil 50), de los análisis dinámicos no lineales para evaluar el comportamiento de las estructuras a lo largo del análisis, la media más una desviación estándar (percentil 84) y el valor máximo obtenido (100 percentil).

C.3. Métodos de predicción de la carga axial

C.3.1. Máxima carga actuante

Debido a la alta capacidad de demanda inelástica en tensión del acero, se prevé que la fluencia por compresión en los contravientos se presentará varios ciclos antes de que se presente la fluencia en las diagonales en tensión. Con este fin, se realizaron análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente, para determinar la carga axial sobre el contraviento a tensión (T_u') cuando se presenta la fluencia por pandeo en el contraviento a compresión (C_u) en cada nivel (tabla C.2).

Sin embargo, la carga axial máxima P_{max} que se podría presentar en una columna atiende al caso hipotético en el que se presente la fluencia de todos los contravientos de los entrepisos sobre ella, por pandeo por compresión o fluencia por tensión, según corresponda. Tal que la carga máxima estaría asociada a la proyección de las cargas de fluencia de los contravientos de los entrepisos sobre la columna (ecuación C.1).

En la ecuación anterior, k es el entrepiso donde se pretende determinar la carga axial en la columna P_{max} , n el número total de niveles de la estructura, P_g la carga gravitacional determinada por métodos conocidos de los pisos sobre la columna y P_f es la proyección de la carga de fluencia por pandeo en los contravientos en compresión C_u , o de fluencia en los contravientos en tensión T_u , según sea el caso en función de la configuración de los contravientos y ubicación de las columnas.

$$P_{max\ k} = P_g + [\sum_{j=k}^n P_f] \quad (C.1)$$

C.3.2. Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

En Khatib *et al.* (1998) se propone una metodología para determinar la carga axial máxima que se presentará en la columna de un entrepiso, a partir de la raíz cuadrada de la suma del cuadrado de la proyección de la carga transmitida por los contravientos (SRSS por sus siglas en inglés). La metodología propuesta extrae de la raíz cuadrada la proyección de los dos entrepisos inmediatos superiores al entrepiso en el que se pretende determinar la carga, tal que su contribución a la carga axial se suma directamente.

Tabla C.2. Cargas de fluencia de los contravientos (Newtons)

Modelo	RFNES04 Cuatro niveles			RFNES08 Ocho niveles			RFNES12 Doce niveles			RFNES16 Dieciséis niveles		
Nivel	C_u	T_u'	T_u	C_u	T_u'	T_u	C_u	T_u'	T_u	C_u	T_u'	T_u
16										1,455	486	2,839
15										3,313	1,405	4,212
14										3,313	1,335	4,212
13										5,656	1,963	6,300
12							1,455	547	2,839	5,656	2,245	6,300
11							2,425	1,102	4,023	5,656	2,513	6,300
10							3,313	1,232	4,212	5,656	2,700	6,300
9							3,313	1,769	4,212	6,620	3,387	8,653
8				1,159	1,004	2,197	3,313	1,813	4,212	5,656	2,675	6,300
7				2,030	1,381	3,294	4,004	1,703	5,161	6,620	2,519	8,653
6				2,030	1,785	3,294	3,313	1,818	4,212	6,620	2,660	8,653
5				2,425	2,122	4,023	5,656	2,028	6,300	7,286	3,424	9,488
4	996	1,199	2,197	2,425	2,184	4,023	5,656	2,181	6,300	7,286	3,539	9,488
3	2,343	2,425	4,023	3,313	2,939	4,212	5,656	2,894	6,300	8,412	3,562	10,436
2	3,066	3,313	4,212	3,313	3,068	4,212	5,656	3,036	6,300	8,412	3,703	10,436
1	3,581	3,894	5,161	3,224	2,866	4,212	5,542	2,827	6,300	8,412	3,551	10,436

En otras palabras, la propuesta presupone que los contravientos inmediatos superiores al entrepiso k presentarán fluencia por tensión (T_u) y pandeo por compresión (C_u), respectivamente; mientras que el resto de los contravientos encima de ellos, hasta la azotea tienen una contribución parcial en la carga axial de la columna, cuya magnitud se evalúa con la raíz cuadrada del cuadrado de la proyección de la carga de fluencia de los contravientos (P_f). Esta propuesta se define mediante la ecuación C.2.

$$P_{SRSS\ i} = P_g + P_{f\ k} + P_{f\ k+1} + [\sum_{j=k+2}^n P_f^2]^{1/2} \quad (C.2)$$

C.3.3. Propuesta de Lacerte y Tremblay (2006)

Lacerte y Tremblay (2006) propusieron una metodología que considera la posibilidad de que dos entrepisos consecutivos presenten la fluencia de sus contravientos en tensión (T_u) y pandeo de los elementos en compresión (C_u) al mismo tiempo. Esto presupone que los contravientos del resto de los entrepisos alcanzan las cargas asociadas al pandeo de los contravientos en compresión (C_u), es decir que los contravientos en tensión de esos entrepisos tendrán la magnitud de carga en tensión (T'_u) determinada en los análisis estáticos ante carga monótona creciente. Así, para una columna dada, se debe considerar la carga axial originada por la ubicación más crítica de las combinaciones posibles de estos entrepisos consecutivos cuyos contravientos se presuponen que fluirán.

En la figura C.5 se presentan las combinaciones de ubicación de los entrepisos consecutivos en un modelo de 12 niveles, de manera que las cargas de diseño corresponderán a la mayor carga axial obtenida de las combinaciones presentadas para la columna del entrepiso k . En la figura, T_u es la carga que provoca la fluencia en los contravientos en tensión, C_u es la carga que provoca el pandeo de los contravientos en compresión y T'_u es la carga asociada a los contravientos a tensión cuando se presenta el pandeo de los contravientos en compresión C_u .

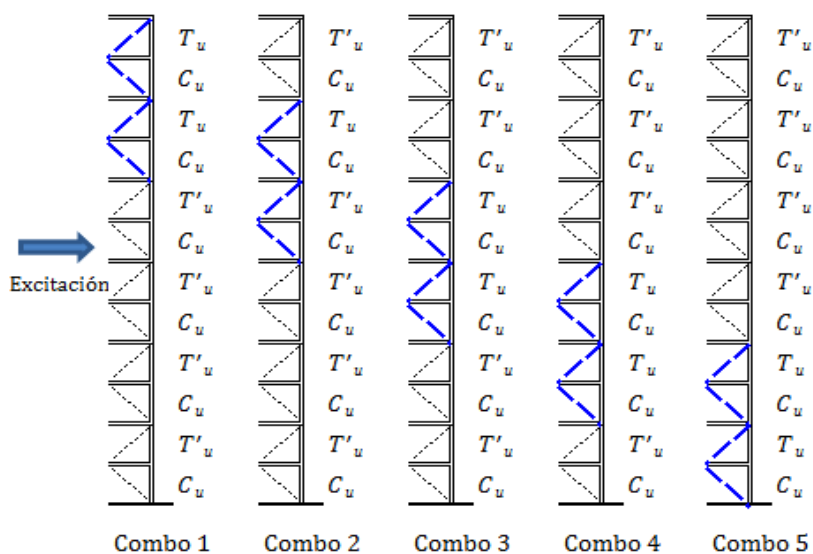


Figura C.5. Aplicación del método Lacerte y Tremblay (2006) en un modelo de doce niveles

C.3.4. Contribución de la carga de los contravientos

Además de los métodos expuestos para la determinación de la máxima carga axial de diseño, se estudió el comportamiento de las cargas axiales en los contravientos cuando se presentaba la máxima carga axial. En la figura C.6 se presentan casos ilustrativos de los modelos de 4, 8, 12 y 16 niveles del estudio realizado, donde se presenta el comportamiento de la carga axial en la columna y en los contravientos de los entrepisos sobre de ella, en el intervalo de tiempo crítico para cada caso. Las cargas se presentan normalizadas en compresión con la carga de pandeo C_u de la columna o contravientos, mientras que la carga en tensión se encuentra normalizada con la carga de fluencia T_u .

Entonces, a partir de estos resultados se realizaron árboles de carga para observar la magnitud de la carga en los contravientos en un intervalo de ± 0.20 seg, cuando se presenta la carga axial máxima en la columna en el entrepiso que se esté estudiando. En la figura C.7 se presentan ejemplos de estos árboles de carga normalizados con la carga de fluencia en función de la altura para algunas columnas en los modelos de 4, 8 y 12 niveles.

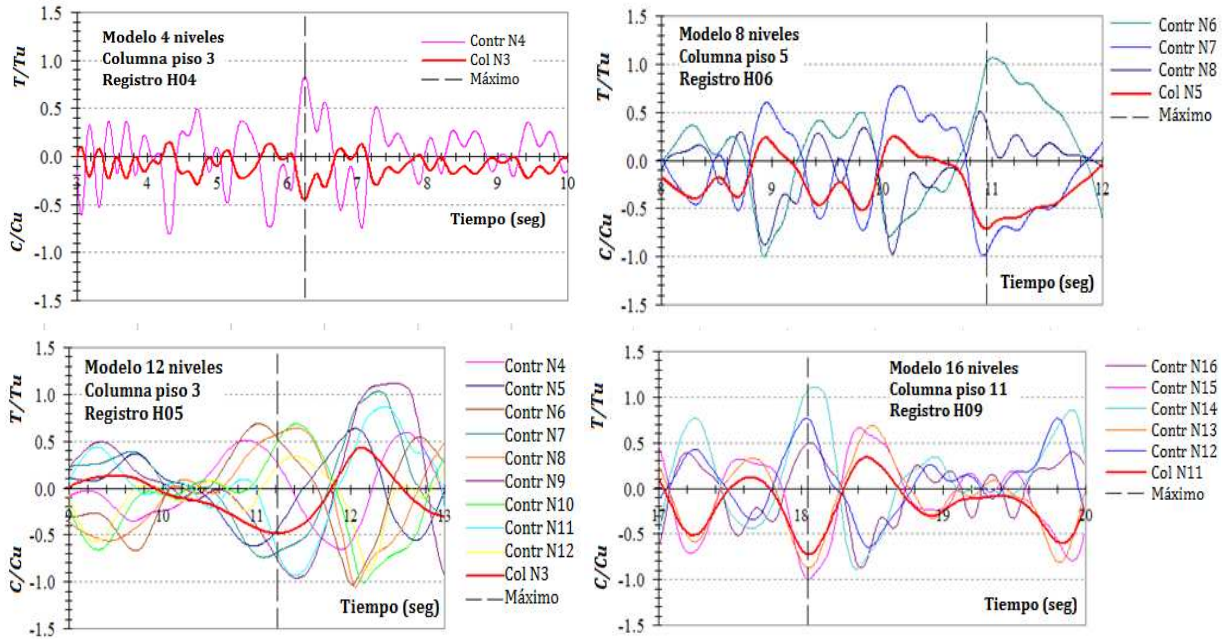


Figura C.6. Ejemplo de la relación entre la carga axial máxima en columnas y la carga en los contravientos

Por lo general, los contravientos de los entrepisos cercanos a la columna en la que se pretende determinar la carga axial alcanzan su carga de fluencia por tensión o pandeo por compresión; mientras que este porcentaje de aportación decrece en el entrepiso más alto de azotea cuando mayor es la cantidad de pisos sobre la columna estudiada.

A partir de la observación anterior se deduce que la magnitud de la carga axial sobre las columnas P_k , se puede estimar como la carga axial originada por cargas gravitacionales más la proyección de un porcentaje de la carga de fluencia de los contravientos de los entrepisos sobre ella (ecuación C.3).

$$P_k = P_g + \text{sen } \theta \sum_{n=i}^t [P_f f_i] \quad (\text{C.3})$$

donde P_g es la carga axial por cargas gravitacionales, θ la inclinación de los contravientos, P_f la carga de fluencia de los contravientos, ya sea por pandeo por compresión o fluencia por tensión y f_i un factor de reducción que considera el porcentaje de contribución de la carga de fluencia de los contravientos a la columna del entrepiso i cuya carga axial se está determinando.

El factor de reducción f de la columna del entrepiso k que evalúa el porcentaje de aportación de la carga de fluencia de los contravientos P_f sigue el comportamiento propuesto en la ecuación 4. El factor f es función del número total de niveles del edificio S_n , el entrepiso donde se encuentra la columna en la que se pretende determinar la carga axial S_n y del entrepiso donde se está determinando el factor de reducción de la carga de fluencia de los contravientos S_i . En la ecuación C.4, el subíndice t indica el número total de pisos de la estructura, i es el entrepiso donde se encuentra el contraviento para el que se está determinando el factor de reducción y n el entrepiso donde se encuentra la columna en la que se pretende determinar la carga axial.

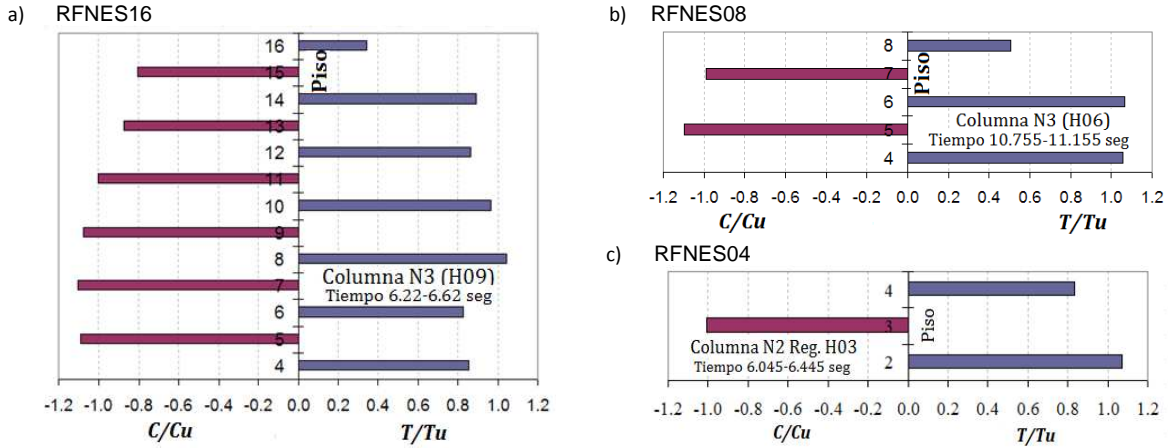


Figura C.7. Ejemplo de árboles de carga en los contravientos cuando la carga axial en la columna es máxima

$$f_i = 1 - \frac{(S_i - S_n)^2}{0.9 S_i (S_i - S_n)} \quad (C.4)$$

En la figura C.8, se presenta el comportamiento del factor de reducción de la carga de fluencia de los contravientos para la determinación de la carga axial sobre las columnas, ilustrado para los modelos de 4, 8 y 16 niveles. El factor propuesto sugiere que los contravientos del nivel adyacente fluyan y presenten una reducción en la altura para considerar la poca aportación de los contravientos de los pisos superiores, como el caso de la figura C.8a, pero esta disminución no debía ser tan marcada en las columnas de los entrepisos que tienen pocos entrepisos sobre él (figura C.8c).

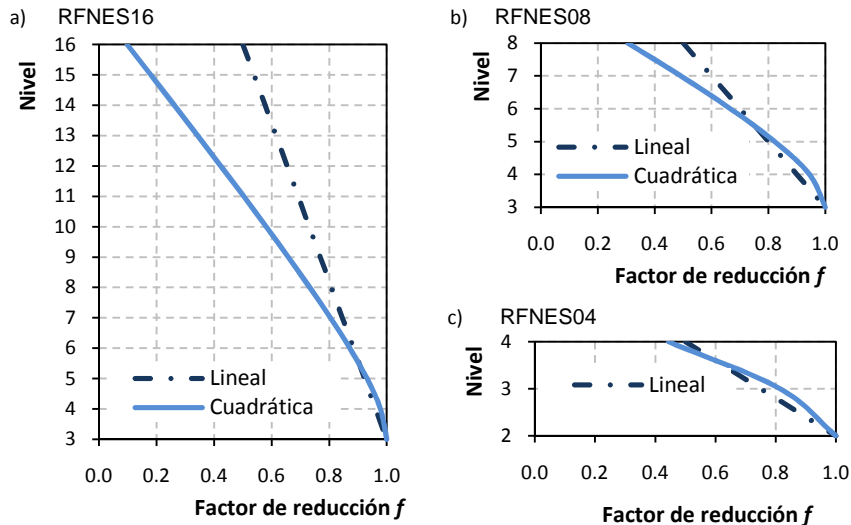


Figura C.8. Ejemplo del comportamiento del factor de reducción f

Pese a que el factor de reducción f definido con la ecuación C.4 propone un razonamiento mediante el que se obtiene una buena aproximación de la carga axial sobre las columnas de un entrepiso como se demostrará más adelante, la aplicación de la sumatoria podría resultar poco práctica. Con este fundamento, se propuso igualmente un razonamiento conservador, que valúa esta aportación

con una expresión línea, que se enuncia en la ecuación C.5, cuyo comportamiento se incluye en la figura anterior y cuya aproximación se discutirá más adelante.

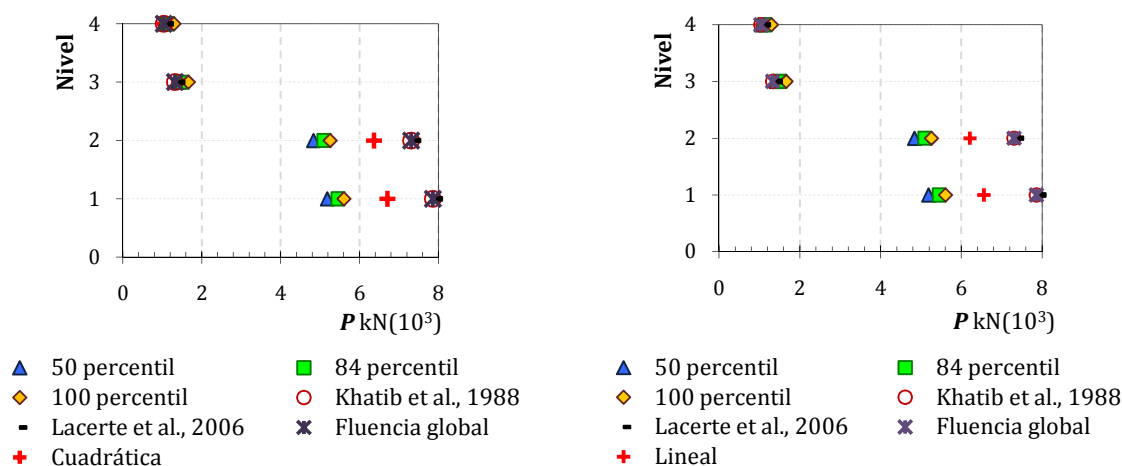
$$f_i = 1 - \frac{S_i - S_n}{2(S_t - S_n)} \quad (C.5)$$

C.4. Comparación de los resultados

C.4.1. Metodología propuesta

La metodología propuesta sugiere determinar la carga axial en la columna del entrepiso k , a partir de la carga gravitacional (carga viva y carga muerta) y la proyección de la carga de fluencia por pandeo en los contravientos de compresión o fluencia en los elementos en tensión afectados por un factor de reducción f que considera la ubicación del entrepiso donde se encuentra la columna, cantidad de entrepisos sobre ella y la cantidad de pisos de la estructura como se discutió anteriormente.

En la figura C.9, se presenta la comparación de los métodos para la determinación de la carga axial en las columnas y los resultados máximos de carga obtenidos en los análisis en los modelos de cuatro niveles, mientras que los resultados equivalentes para los modelos de 8, 12 y 16 niveles se presentan en las figuras C.10, C.11 y C.12, respectivamente. Las figuras incluyen la comparación de los criterios con la ecuación cuadrática para la determinación del factor de reducción f propuesto en este documento y la ecuación lineal de forma independiente, para mayor claridad.



Las cargas obtenidas tienen magnitudes muy similares en pares de entrepisos por la configuración en cruz de los contravientos en entrepisos contiguos (figura C.1b), de modo que la variación de la carga axial entre ellos se asocia a la carga gravitacional únicamente.

La fluencia global ejemplifica el caso extremo en el que se presentan la fluencia por pandeo en los contravientos en compresión y la fluencia en los elementos en tensión al mismo tiempo en todos los entrepisos encima de la columna en la que se está determinando la carga axial. Obviamente, esta magnitud representa el límite superior de la carga axial máxima P_{max} que podría alcanzarse en cualquier combinación. Sin embargo, realizar el diseño de las columnas a partir de estas cargas derivaría en diseños poco conservadores, ya que dichas magnitudes superan ampliamente la magnitud

obtenida en los análisis, sobre todo en los pisos inferiores, como lo demuestran las figuras.

Con el procedimiento de la raíz cuadrada de la suma del cuadrado de las cargas (SRSS) de Khatib *et al.* (1998), se obtienen estimaciones conservadoras en los modelos de cuatro niveles y bastante acertadas en los modelos de ocho niveles. Sin embargo, el criterio se vuelve poco conservador con el aumento de la altura, de manera que se obtienen cargas axiales menores a las alcanzadas en los análisis en los niveles inferiores de los modelos de doce y dieciséis niveles.

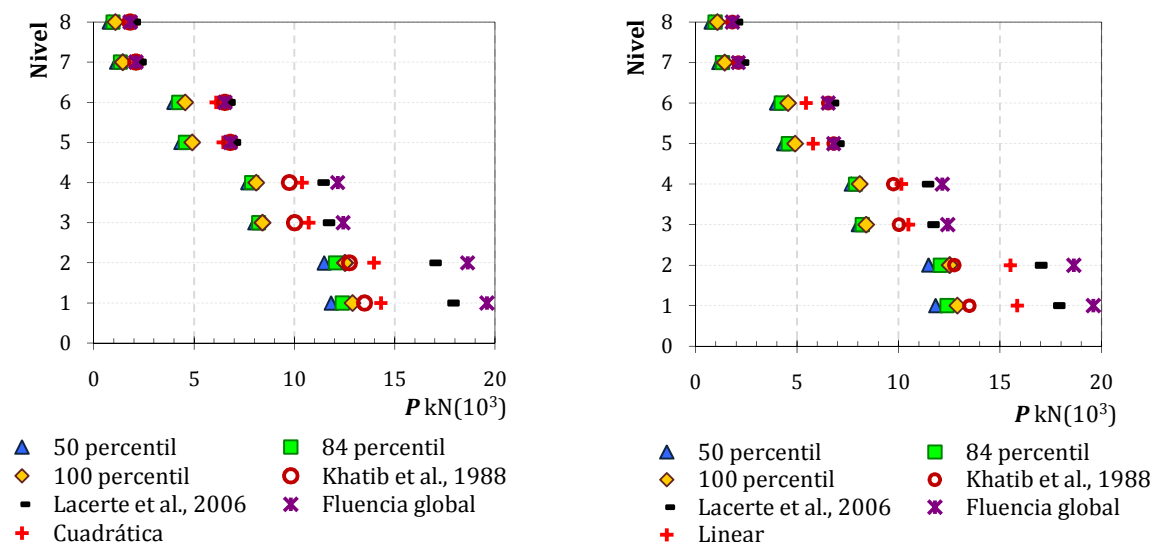


Figura C.10. Cargas axiales en columnas en el modelo de ocho niveles (RFNES08)

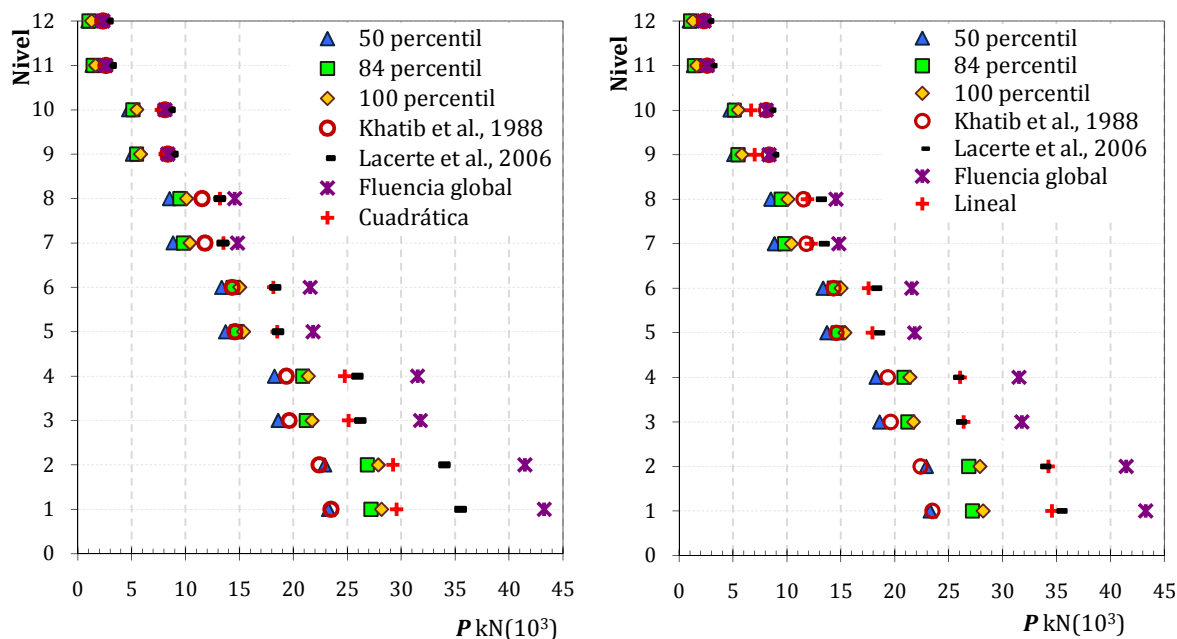


Figura C.11. Cargas axiales en columnas en el modelo de doce niveles (RFNES12)

Por su parte, la metodología propuesta por Lacerte y Tremblay (2006) redunda en un criterio siempre conservador, con aproximaciones acertadas en los niveles superiores en todos los modelos.

Sin embargo, la aplicación de este método es complicado, dado que es necesario hacer combinaciones con los contravientos que fluyen en pares de entrepisos adyacentes; además de realizar análisis adicionales para la determinación de la carga en el contraviento en tensión cuando se presenta la fluencia por pandeo en el contraviento de compresión de cada entrepiso (análisis no lineales ante carga monótona creciente).

La propuesta presentada en este Apéndice, que considera la ecuación C.3 con el factor de reducción f de la ecuación C.4 (cuadrática), obtiene resultados siempre conservadores que se aproximan aceptablemente bien a la máxima magnitud de carga axial alcanzada en las columnas a lo largo de los análisis dinámicos realizados.

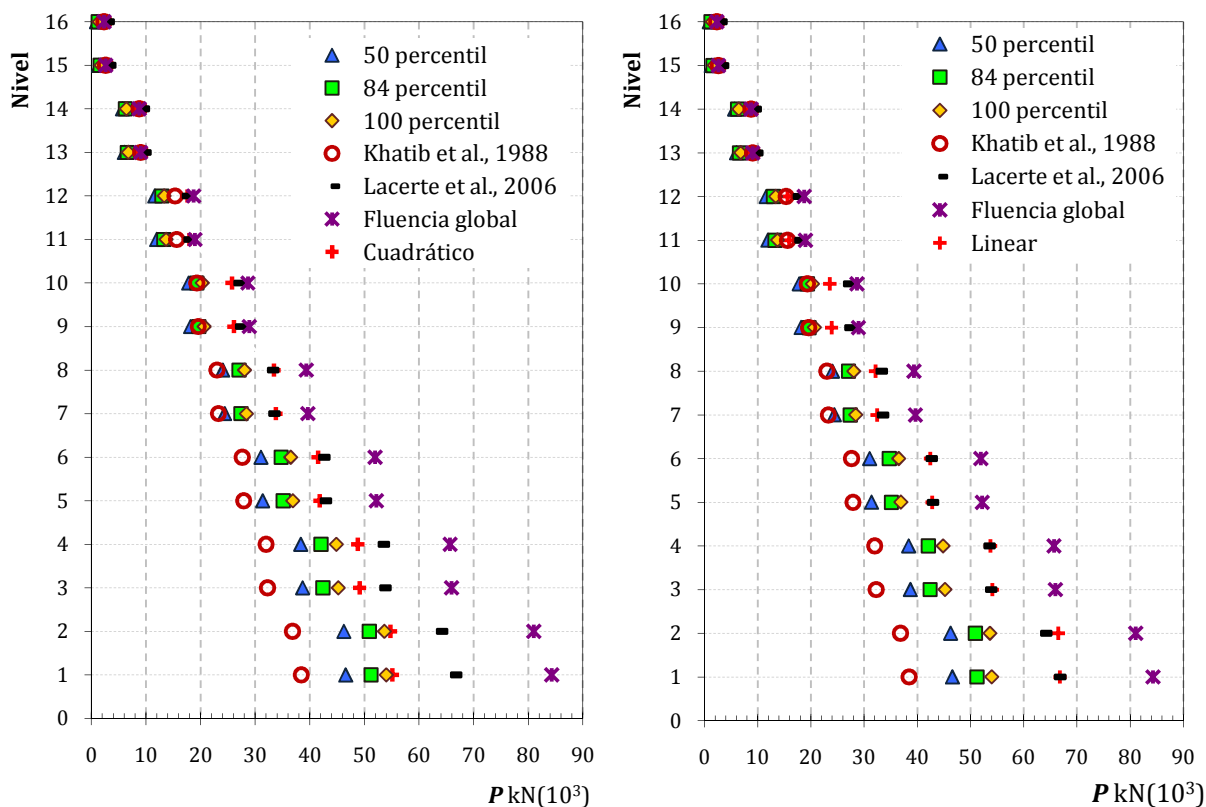


Figura C.12. Cargas axiales en columnas en el modelo de dieciséis niveles (RFNES16)

Por su parte, con el criterio de la ecuación lineal (gráfica derecha de las figuras presentadas), se obtienen resultados igualmente conservadores con aproximaciones menos afortunadas que las obtenidas con la ecuación cuadrática análoga. Este segundo criterio lineal obtiene resultados bastante similares al criterio de Lacerte y Tremblay en los modelos altos, y una mejor aproximación a la máxima carga axial en modelos de baja y mediana altura.

C.4.2. Porcentaje de aproximación

Para reforzar la valoración de los métodos estudiados, en la tabla C.3 se presenta el porcentaje de error derivado de la proporción de la carga axial obtenida con el método propuesto $P_{\text{método}}$ y la máxima carga axial del promedio de los máximos alcanzada en los veinte análisis $P_{100 \text{ percentil}}$. Estos porcentajes se analizan desde dos perspectivas: a) el promedio de las proporciones obtenidas de todos los entrepisos y, b) la proporción obtenida en el primer nivel.

Así, si esta proporción es menor a la unidad, significará que el criterio comparado proporciona magnitudes poco conservadoras de carga axial en las columnas; mientras que entre mayor sea la magnitud de esta relación, se obtendrán criterios que sobre diseñaran las columnas.

Tabla C.3. Porcentaje de error de los métodos discutidos

$P_{\text{método}}$ $P_{100 \text{ percentil}}$	Khatib <i>et al</i> (1988)		Lacerte <i>et al</i> (2006)		Ecuación cuadrática	
	Promedio global	1er. Nivel	Promedio global	1er. nivel	Promedio global	1er. nivel
RFNES04	1.096	1.401	1.096	1.401	1.021	1.197
RFNES08	1.302	1.046	1.428	1.372	1.353	1.149
RFNES12	1.019	0.835	1.242	1.269	1.185	1.089
RFNES16	0.890	0.718	1.164	1.224	1.147	1.074

El criterio de *SRSS* (Khatib *et al.* 1988) propone magnitudes de carga axial que no valoran adecuadamente la magnitud real alcanzada en los análisis no lineales en modelos de mediana altura. Las menores deferencias con un criterio conservador se presentan con la ecuación que se denominó cuadrática. En la figura C.13 se presenta la comparación gráfica de los porcentajes de error discutidos (carga axial obtenida con el método en relación a la carga máxima obtenida de los análisis).

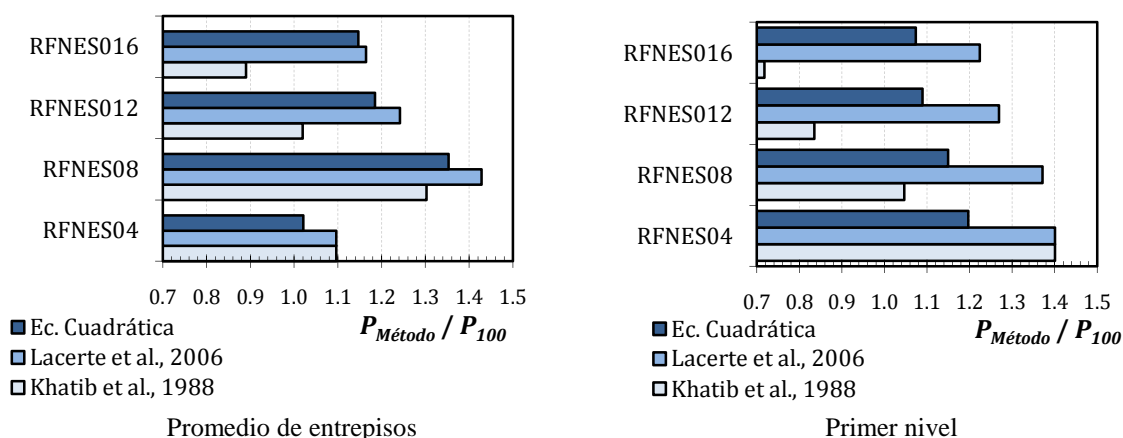


Figura C.13. Porcentaje de error de los métodos para la determinación de carga axial en columnas

C.4.3. Comentarios adicionales

Lacerte y Tremblay estudiaron la correlación entre la relación de esbeltez de los contravientos y la formación del mecanismo de colapso a partir de la relación existente entre la capacidad al cortante resistente luego del pandeo de los contravientos $V_u = (T_u + C_u') \cos \theta$ y el cortante lateral que provoca el pandeo del contraviento $V_y = 2C_u \cos \theta$, donde θ es el ángulo de inclinación de los contravientos. En su investigación demostraron que en contravientos robustos con relaciones de esbeltez λ entre 37 y 100 cuando $V_u/V_y < 1.0$, se presenta una significativa reducción de la capacidad al cortante de entropiso después del pandeo de los contravientos.

Siendo que prácticamente todos los contravientos de este estudio tienen relaciones de esbeltez en el intervalo $56 < \lambda < 98$ (figura C.2), podría ser que los resultados para la determinación de la carga axial en las columnas considerando la capacidad de fluencia de los contravientos varíe cuando las relaciones de esbeltez de los mismos superen $\lambda > 100$. Para tales casos será necesario verificar la tendencia mostrada.

Por otra parte, se demostró que a través de la metodología propuesta sería viable obtener predicciones de la carga axial máxima que podría presentarse en las columnas de marcos con contraventeo concéntrico en suelos firmes. Sin embargo, es valioso considerar que los modos de vibrar excitados en edificios desplantados en rocas no deben ser forzosamente los mismos que los obtenidos en otros tipos de suelo, tal que la participación de los contravientos en relación a la altura podría igualmente presentar variaciones a las tendencias mostradas. En la literatura (Paulay y Prestley, 1992), se han presentado resultados de la predicción de cargas axiales en las columnas de marcos de acero y concreto reforzado; sin embargo, la cantidad de estudios en marcos con contravientos siguen siendo un menor porcentaje.

La investigación expuesta en este Apéndice evidencia la importancia de la redistribución de cargas, luego de la fluencia de los contravientos por pandeo en compresión o fluencia por tensión en edificios regulares con base en marcos dúctiles con contraventeo concéntrico en sismos intensos, así como la importancia y complejidad de predecir la magnitud y adecuada predicción de la carga axial en las columnas desde la etapa de diseño.